



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

RIKU ALANKO
MASSIIVISEN LAATTASILLAN KANSILAATAN YLÄPINNAN BE-
TONIPEITTEEN UUSIMINEN

Diplomityö

Tarkastaja:
professori Anssi Laaksonen
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiede-
kunnan tiedekuntaneuvoston ko-
kouksessa 9. marraskuuta 2016

TIIVISTELMÄ

RIKU ALANKO: Massiivisen laattasillan kansilaatan yläpinnan betonipeitteen uusiminen

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 76 sivua, 15 liitesivua

Marraskuu 2016

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: silta, korjaus, kansilaatta, betoni, betonipeite

Siltoja korjattaessa ollaan ajoittain tilanteessa, jossa kansilaatan yläpinnan betoni on niin pahasti rapautunutta, että se joudutaan paikoitellen poistamaan ja uusimaan yläpinnan raudoitettankojen alapuolelle asti. Nykyinen ohjeistus siitä, miten betonipeitettä voidaan poistaa ilman rakenteen tuentaa jännittämättömän teräsbetonisen siltarakenteen kannesta pelkästään urakoitsijan tekemän ja hyväksymän ja tilaajalle tiedoksi toimitetun korjaussuunnitelman mukaan on hyvin suppea ja epäkäytännöllinen.

Tässä tutkimuksessa selvitetään pahasti rapautuneen siltakannen yläpinnan betonipeitteen uusimisen vaikutuksia rakenteen kantavuuteen. Tutkittavana on tapauksia, joissa betonipeite uusitaan raudoitteiden alapuolelle asti kerralla koko sillan pituussuunnassa eri levyisinä kaistoina. Tällöin kansilaatan yläpinnan terästen jännitys vapautuu korjattavalta alueelta koko sillan pituudelta. Tämä tarkoittaa, että purkamisen jälkeen tukialueilta poistuu vetopuolen terästen jännitys ja kentissä puristuspuolelta betonia eli rakenteen tehollinen korkeus pienenee.

Tutkimus toteutetaan tutkimalla FEM-mallien avulla korjaustyön eri vaiheissa vallitsevia tilanteita. Eri korjausvaiheista muodostetaan omat rakennemallit, jotka huomioivat rakenteen betonipeitteen purkamisen, uudelleen valun ja työnaikaisten liikennekuormien vaikutukset. Myös korjauksen jälkeistä tilannetta tarkastellaan. Rakennemalleista tutkitaan pituussuuntaisten momenttien uudelleen jakautumista kansilaatan poikkileikkauksessa.

Työssä saatujen tulosten perusteella laajamittainen betonipeitteen uusiminen ilman rakenteen tuentaa aiheuttaa rakenteessa momenttien uudelleen jakautumista, joka voi johtaa tilanteeseen, jossa sillan kantavuus vaarantuu. Erityisesti tukialueilla sillan omien painojen aiheuttama pituussuuntaisten momenttien muodostama poikittainen momenttikauma muuttuu merkittävästi. Myös kentissä havaitaan samaa ilmiötä, mutta se ei ole niin voimakasta kuin tukialueilla.

ABSTRACT

RIKU ALANKO: Replacement of concrete cover in the upper surface of a massive concrete bridge deck

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 76 pages, 15 Appendix pages

November 2016

Master's Degree Programme in Civil and Structural Engineering

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: bridge, repair, deck, concrete cover

When repairing bridges, the concrete cover of the upper surface of the deck can be so badly deteriorated that there is need to uncover reinforcement bars when it is replaced. The present guidelines for this kind of a repair in a massive non-prestressed concrete slab bridge deck is very limited and impractical.

The goal of this thesis is to find out how the replacement of the concrete cover in the upper surface of a massive concrete bridge deck affects the redistribution of stresses and load carrying capacity of the structure. In this thesis, the concrete cover is replaced in longitudinal direction of the bridge all in one part. In the transverse direction, replacement is performed in several parts. It is assumed that the tension of the reinforcement bars is released in the area where the concrete cover is removed.

In this thesis, FE-models are used to describe different stages of the repair work. These models take into consideration the removal of the concrete cover, overlay of the new concrete and simultaneous traffic loads on neighbor lanes during the repair work. The situation after the repair is done is also assessed. The transversal distribution of the longitudinal bending moment in the cross section is examined.

The result of this thesis shows that the replacement of the concrete cover in the upper surface of a massive concrete bridge deck on a large scale without support can lead to a situation where the load carrying capacity of the bridge is endangered. In this case, the transversal distribution of the longitudinal bending moment is affected, especially in the support areas, and can cause significant increase in stresses in some parts of the cross section. Same phenomenon can also be found in the middle parts of the spans but it is not quite significant as in the support areas.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Helsingin kaupungin rakennusviraston tilauksesta A-Insinöörit Suunnittelu Oy:ssä silta- ja taitorakenteiden yksikössä vuosina 2015-2016.

Tahdon esittää suuret kiitokset professori Anssi Laaksoille ja DI Markku Äijälälle sekä Helsingin kaupungin rakennusviraston DI Eero Sihvoselle ja DI Riku Kydölle diplomityön ohjeistuksesta sekä käytännön järjestelyistä. Erityiskiitos DI Joonas Tuloselle, jonka apu on ollut diplomityön toteutuksessa korvaamatonta. Iso kiitos myös muille urakkaani tavalla tai toisella osallistuneille kollegoille.

Lisäksi haluan kiittää kaikkia niitä ihmisiä, jotka ovat olleet mukana elämässäni opintojeni aikana. Erityisesti kiitos ystäväilleni, perheelleni sekä avopuolisolleni Ninalle tuesta ja kannustuksesta opintojeni loppuun saattamisessa.

Tampereella, 21.11.2016

Riku Alanko

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Työn tausta	1
1.2	Työn tavoite.....	1
1.3	Työn rajausta	1
1.4	Tutkimusasetelma ja –menetelmät	2
2.	SILTAKANNEN YLÄPINNAN KUNNOSTUS	3
2.1	Betonisiltojen kantokykyyn vaikuttavat vauriomekanismit.....	3
2.2	Rakenteen toiminta korjauksen jälkeen.....	4
2.2.1	Ulkoisten kuormien jakaantuminen	5
2.2.2	Laatan vahvistaminen ilman rakenteen tuentaa	6
2.3	Korjaustyön haasteet	8
3.	TEORIA	9
3.1	Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys.....	9
3.2	Teräksen jännitys-muodonmuutosyhteys.....	10
3.3	Betonin halkeilu	11
3.3.1	Halkeilutyypit.....	12
3.3.2	Halkeilun vaikutus betonin jäykkyyteen.....	14
3.3.3	Halkeamaleveydet.....	15
3.4	Kuormitetun liittorakenteen toiminta	16
3.4.1	Taivutusmomentti	16
3.5	Jännitysten jakautuminen liittorakenteessa	17
3.5.1	Halkeamattoman betoni-betoni-liittorakenteen venymä- ja jännitystilat	18
3.5.2	Haljenneen betoni-betoni-liittorakenteen venymä- ja jännitystilat	20
4.	KORJAUSTYÖN SUUNNITTELUSSA HUOMIOITAVIA ASIOITA	25
4.1	Betonin hydrataatio	25
4.2	Betonin lujuus	25
4.3	Hydrataatiolämpö	26
4.4	Betonin viruma.....	27
4.5	Betonin kutistuma	29
4.5.1	Betonin kutistuma Eurokoodin mukaan.....	30
4.5.2	Raudoituksen vaikutus betonin kutistumaan.....	32
4.5.3	Kutistumisen vaikutus siltalaatan yläpinnan korjauksessa	32
4.6	Lämpömuodonmuutokset.....	33
4.7	Leikkaus eri aikaan valettujen betonien rajapinnassa	33
4.8	Tehollinen kimmokerroin.....	36
4.9	Betonin pitkäaikaisten muodonmuutosten vaikutus rakenteiden mitoituskuormaan	38
5.	LASKENNALLISET TARKASTELUT	39
5.1	Palkkimalli	40

5.2	Arinamalli.....	42
5.3	Case-kohde Haaga-Metsälä silta nro 2.....	44
5.3.1	FEM-malli.....	44
5.3.2	FEM-mallin kuormat.....	47
5.3.3	Toiminta korjauksen aikana.....	47
5.3.4	Toiminta korjauksen jälkeen.....	48
6.	TULOKSET JA NIIDEN TARKASTELU.....	49
6.1	Kannen betonipeitteen uusiminen kahdessa vaiheessa	49
6.1.1	Momentti tukilinjalla 3.....	50
6.1.2	Momentti keskikentässä.....	51
6.2	Kannen betonipeitteen uusiminen neljässä vaiheessa	53
6.2.1	Momentti tukilinjalla 3.....	54
6.2.2	Momentti keskikentässä.....	58
6.3	Jännitysten jakautuminen	62
6.3.1	Tukilinja 3	64
6.3.2	Keskikenttä.....	68
7.	JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSTARPEET	71
7.1	Yhteenveto	73
7.2	Jatkotutkimustarpeet.....	74
	LÄHTEET.....	75

LIITE A: Siltojen kuormat, 1982, ohjeen mukaiset liikennekuormat

LIITE B: Haaga-Metsälä silta nro 2, alkuperäiset piirustukset

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Merkinnät

FEM	Finite Element Method
EI	on rakenteen taivutusjäykkyys
LUSAS	on englantilainen lujuuslaskentaohjelmisto
SFS-EN-1992-1-1	on betonirakenteiden suunnitteluun tarkoitettu eurokoodi

Latinalaiset kirjaimet

a	on taulukosta saatava kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin
A_s	on poikkileikkauksen raudoituksen pinta-ala
A_i	on rajapinnan pinta-ala
b_i	on rajapinnan leveys
c	on rajapinnan karheudesta riippuva kerroin
$d_{1,2}$	on pisteiden 1 ja 2 välinen etäisyys
E	on materiaalin kimmokerroin
$E_{cG,eff}$	on tehollinen kimmokerroin ajankohtana t
E_{cm}	on betonin mitoituksessa käytettävä kimmokertoimen keskimääräinen arvo
E_{cmi}	on puristetun teräsbetonirakenteen tehollinen kimmokerroin raudoituksen vaikutus huomioon otettuna
E_{cmii}	on taivutetun teräsbetonirakenteen tehollinen kimmokerroin raudoituksen vaikutus huomioon otettuna
$E_{cm}(t)$	on betonin kimmokertoimen keskimääräinen arvo t vuorokauden ikäisenä
E_s	on teräksen kimmokerroin
f_{cd}	on betonin mitoituspuristuslujuus
f_{ck}	on betonin ominaislieriöpuristuslujuus
f_{cm}	on betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{cm}(t)$	on betonin keskimääräinen puristuslujuus t vuorokauden ikäisenä
$f_{ct,0.05}$	on betonin ominaisvetolujuuden 5 % fraktiili
f_{ctd}	on betonin vetolujuuden mitoitusarvo
G_2	on uuden osa paino
G_{yhd}	on uuden ja vanhan osan muodostamalle liittorakenteelle tuleva osa painosta G_2
G_{vanha}	on vanhalle osalle tuleva osa painosta G_2
h_0	on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm]
I	on poikkileikkauksen sivumittojen perusteella laskettu jäyhyysmomentti
I_s	on poikkileikkauksessa olevien betoniterästankojen jäyhyysmomentti niiden painopisteen suhteen
I_{II}	on haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
k_h	on muunnetusta paksuudesta h_0 riippuva kerroin
M_y	on sillan pituussuuntainen momentti
N_{Rc}	on betonin puristetussa osassa vaikuttavan normaalivoiman resultantti
N_{Rs}	on raudoituksissa vaikuttavan normaalivoiman resultantti

RH	on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina
s	on sementin tyypistä riippuva kerroin
$S_s(t)$	on kutistumasta johtuva pakkovoima ajankohtana t
t	on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana
t_0	on betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa
t_{0I}	on vanhan siltaosan ikä uutta valettaessa
$t_{0,T}$	on betonin lämpötilakorjattu ikä
t_s	on jälkihoidon päättymisajankohta
T	on lämpötila [$^{\circ}C$]
$T(\Delta t_i)$	on lämpötila [$^{\circ}C$] aikavälillä Δt_i
v	on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin
y_s	on poikkileikkauksen betoniterästankojen painopisteen ja raudoitetun poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys
V_{Ed}	on rakenneosan leikkausvoima
$v''(x)$	on palkin kaarevuuden likiarvo kohdassa x
w_{max}	on rakenneosan laskennallinen halkeamaleveysraja
X_{II}	on puristusvyöhykkeen korkeus
z	on koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
z_{II}	on sisäinen momenttivarsi

Kreikkalaiset kirjaimet

α_{ct}	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta riippuvat epäedulliset tekijät
α_e	on rakenneteräksen ja betonin kimmokertoimien suhde
β	on uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella, molemmat laskettuina samassa kohdassa
$\beta(f_{cm})$	on betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin
$\beta(t_0)$	on kerroin, jolla otetaan huomioon betonin kuormittamisen alkamisajankohdan vaikutus
$\beta_{cc}(t)$	on betonin iästä t riippuva kerroin
$\beta_c(t, t_0)$	on kerroin, joka huomioi virumisen kehittymisen ajan myötä
$\beta_{ds}(t, t_0)$	on kuivumiskutistuman ajan huomioiva kerroin
γ_C	on betonin osavarmuusluku
Δt_i	on aika vuorokausina, jonka betoni on lämpötilassa T
ϵ	on venymä
ϵ_1 ja ϵ_2	ovat poikkileikkauksen venymät pisteissä 1 ja 2
$\epsilon_{cd,0}$	on kuivumiskutistuman perusarvo
ϵ_{cs}	on kokonaiskutistuma
ϵ_{cd}	on kuivumiskutistuma
ϵ_{ca}	on sisäinen kutistuma
κ	on käyristymä

μ	on rajapinnan karheudesta riippuva kerroin
ρ	on A_s/A_i
ρ_1	on geometrinen raudoitussuhde
σ_c	on betonin reunajännitys puristetulla reunalla
σ_n	on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesti ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys
σ_s	on raudoitusten jännitys
φ_0	on nimellinen virumaluku
$\varphi(t, t_0)$	on virumaluku ajankohdalla t
$\varphi_v(t, t_{01})$	on vanhan betonin virumaluku tarkasteluajankohtana t

1. JOHDANTO

1.1 Työn tausta

Siltoja korjattaessa ollaan ajoittain tilanteessa, jossa kansilaatan yläpinnan betoni on niin pahasti rapautunutta, että se joudutaan poistamaan ja uusimaan yläpinnan raudoitetankojen alapuolelle asti. Nykyinen ohjeistus siitä, miten betonipeitettä voidaan poistaa jännittämättömän teräsbetonisen siltarakenteen kannesta pelkästään urakoitsijan tekemän ja hyväksymän ja tilaajalle tiedoksi toimitetun korjaussuunnitelman mukaan on hyvin suppea ja epäkäytännöllinen.

Tiehallinnon ohjeessa ”Betonipinnan poistamisohjeita siltojen korjauksissa” (30.9.2005) ohjeistetaan seuraavasti: ”Massiivisen laattasillan (kansilaatan) betonipeite voidaan purkaa uusimista varten raudoitteen ulkopintaan tai raudoitteen alapuolelle asti korkeintaan 1 m² suuruisilla alueilla, mikäli ko. purkualueiden välissä on ehjää betonia vähintään 2,5 m ja mikäli alueiden pituus sillan pituussuunnassa on alle 2,5 m ja leveys 1/3 sillan leveydestä. Kentän keskimmäisen kolmanneksen alueella betonipeite voidaan purkaa kuitenkin raudoituksen ulkopintaan asti alueella, jonka leveys on 1/3 sillan leveydestä.” [1].

Ohjeen mukaisesti purettaessa betonipeitettä voidaan kerrallaan poistaa vain hyvin pieni osa koko kannen betonipeitteestä. Näin ollen poisto tulee suorittaa monessa osassa ja se on hyvin hidasta, koska poistojen välillä joudutaan odottamaan edellisen poiston alueelle valetun uuden betonin kovettumista tarvittavaan lujuteen. Käytännössä tapaa ei tämän vuoksi juurikaan suosita.

1.2 Työn tavoite

Työn tavoitteena on saada lisätietoa nykyistä tarkempaan ja käytännöllisempään ohjeistukseen ilman erillisiä tutkimuksia tehtävästä massiivisen jatkuvan laattasillan kansilaatan pintabetonin tukemattomasta poistosta. Tavoitteena on tarkastella laskennallisesti kuinka suurelta alalta kokonaisuudessaan ja millaiselta kaistalta paikallisesti betonia voi poistaa betonisillan yläpinnasta ilman, että sen kantavuus vaarantuu. Lähtökohtaisesti pyritään siihen, että kantta voitaisiin purkaa kaistoittain koko sillan matkalta aiempaa enemmän, kun tietyt ehdot täyttyvät.

1.3 Työn rajaus

Kohteena on jatkuva massiivinen laattasilta, joka korjataan tukematta rakennetta korjaustyön aikana. Korjaustyön aikana sillan toinen puoli on käytössä liikenteelle.

Jotta tutkimuksen työmäärä pysyisi kohtuullisena, rajoitetaan se koskemaan pelkästään kansirakenteen pituussuunnan taivutusta.

Työssä ei käsitellä kansilaatan reunaulokkeen betonipeitteen uusimista, koska se on tutkittava tapauskohtaisesti ja vaatii lähes poikkeuksetta tuentaa tai muita erikoistoimenpiteitä. Reunauloke on kuitenkin laskennassa mukana kuormana.

1.4 Tutkimusasetelma ja –menetelmät

Ensin tehdään kirjallisuustutkimusta ja pyritään löytämään mahdollisimman kattavasti aiheeseen liittyvää tietoa ja valmiita ratkaisumalleja. Kirjallisuustutkimuksen yhteydessä perehdytään saatavilla olevaan kotimaiseen sekä ulkomaiseen kirjallisuuteen. Aiheen otaksutaan olevan sellainen, että aiempaa tutkimustietoa on saatavilla. Kirjallisuustutkimuksen ja käsinlaskennan avulla pyritään saamaan ymmärrystä siitä, mikä rajoittaa yläpinnan betonin purkamista. Tutkimus jaetaan kolmeen vaiheeseen:

1. Aluksi yläpinnan betonin poistamisen vaikutuksiin tutustutaan yksinkertaisen kolmiaukkoisen palkkirakenteen avulla. Laskentamenetelmänä käytetään yksikövoimamenetelmää, joka huomioi betonin poiston aiheuttaman palkin jäykkyyden muutoksen annetulla välillä.
2. Palkkimallista saatuja tuloksia pyritään laajentamaan laattarakenteeseen ja tämän jälkeen asiaa tarkastellaan tarkemmin FEM-ohjelmistolla esimerkkikohteen avulla. Esimerkkikohteenä on kohdassa 5.3 esitelty Haaga-Metsälä silta nro 2.
3. Työssä selvitetään myös mitä tapahtuu, kun laatan korjaus on saatu valmiiksi eli miten rakenne käyttäytyy, kun puretun betonin tilalle on valettu uusi betoni. Tällöin rakenne toimii betoni-betoni-liittorakenteena. Tarkastelun kohteena on miten uusi ja vanha osa rakennetta toimivat yhdessä ja miten jännitykset jakautuvat osien välillä.

2. SILTAKANNEN YLÄPINNAN KUNNOSTUS

Pintarakenteiden uusiminen ja kansilaatan yläpinnan kunnostus ovat yksi yleisimmistä siltojen korjaustoimenpiteistä. Pintarakenteiden laajat vauriot asfaltissa tai vedeneristeessä johtavat pintarakenteiden, eli päällystekerrosten ja vedeneristeen, uusimiseen. Samassa yhteydessä korjataan myös kannen yläpinnan mahdolliset vauriot. Kannen yläpinnan korjaustarvetta tutkitaan rakenneavauksilla sekä laboratoriotutkimuksilla ja korjaustarve määräytyy havaittujen vaurioiden perusteella ja lopullisesti pintarakenteiden purun jälkeen [2].

Laajat vauriot kannen yläpinnassa johtavat kannen kunnostamiseen muotoiluvalulla. Mahdollisia vaurioita kannen yläpinnassa ovat mm. laaja tai syväälle edennyt rapautuma, kloridit, viettokaltevuuden puute tai työnaikaiset epätasaisuudet.

Kansilaatan yläpinnan korjauksen yhteydessä laajalta alueelta vaurioitunut betoni poistetaan yleensä vesipiikkaamalla, kun kannen yläpinnan raudoitteet halutaan säilyttää. Vesipiikkauksen etuina ovat, että se poistaa rapautuneen betonin ja jättää ehjän betonin, säästää raudoituksen ja siitä tulee erinomainen tartunta-alusta. Haittoina ovat sen hitaus ja kalleus sekä sinkoilun aiheuttama suuri suojausentarve [3].

Jos laatan yläpinnan pintabetonin purun yhteydessä paljastuu teräksiä, tulee piikkausta jatkaa siten, että teräkset paljastuvat kauttaaltaan. Teräksen alapuolelle tulee jäädä tangon halkaisijan verran tai vähintään 20 mm tyhjää tilaa. Tämän vuoksi tässä tutkimuksessa on käsitelty tilannetta, jossa pintabetonia poistetaan 150 mm, joka määräytyy kohdassa 5.3 esitetyn case-kohteen raudoitusten mukaan. Otaksuma, jossa pintabetonia poistuu 150 mm koko kannen alalta on raju ja todellisessa kohteessa harvoin joudutaan tekemään näin raskaita toimenpiteitä.

Korjauksen yhteydessä on hyvä tiedostaa, että vaikka teräkset eivät paljastuisi piikkauksen yhteydessä, voi se aiheuttaa raudoituksiin epäjatkuvuuskohtia terästen limijatkosten kohdille. Tällöin betonipeite raudoitusten päällä pienenee, eikä se välttämättä ole enää tarpeeksi suuri täyttämään raudoitetankojen tartuntaa koskevia vaatimuksia.

2.1 Betonisiltojen kantokykyyn vaikuttavat vauriomekanismit

Suomessa merkittävimmät betonisiltojen kantokykyyn vaikuttavat vauriomekanismit ovat raudoituksen korroosio ja betonin pakkasvaurio. Betonin pakkasvaurio voidaan jakaa sisäiseen pakkasvaurioon ja suola-pakkasrapautumiseen. Sisäinen pakkasvaurio vaurioittaa koko betonipoikkileikkausta, kun taas suola-pakkasvaurio vaurioittaa rakenteen

pintaosia aiheuttaen niissä rapautumista ja lohkeilua. Suola-pakkasvaurio ei yleensä aiheuta betonipoikkileikkaukseen sisäisiä vaurioita [4]. Tämän diplomityön aiheen kannalta olennaisin vauriomekanismi on suola-pakkasvaurioituminen.

Suola-pakkasrapautuminen vaurioittaa betonirakenteen ulkopintaa ja pinnan rapautumisen seurauksena betonipoikkileikkaus pienenee. Kun suola-pakkasrapautuminen saavuttaa raudoitteiden tason, vaikuttaa se raudoituksen korroosion käynnistymiseen ja etenemisnopeuteen. Rapautumisen syvyys ja jäännöspoikkileikkauksen pinta-ala tulee tuntea rakenteen kannalta eniten rasitetuissa poikkileikkauksissa ja ottaa huomioon laskelmissa, kun arvioidaan sen vaikutusta kantavuuteen. Rapautumisen määrä ja jäännöspoikkileikkauksen mitat on selvitettävä rakenteesta mittaamalla. On hyvä huomioda, että rakenteen pintaan ja betonin huokosiin pääsevä kosteus voi ilman suolaakin voimistaa pakkasrapautumista [4].

Yksi mahdollinen vauriomekanismi on Suomessa vähemmän tunnettu alkalikiviainesreaktio. Alkalikiviainesreaktiosta tunnetaan kolme eri tyyppiä reaktiotavan mukaan: alkali-piidioksidi-, alkalisilikaatti- ja alkalikarbonaattireaktio. Yhteisenä tekijänä kaikissa reaktioissa ovat korkeassa alkalipitoisuudessa reagoivat kivilajit, suhteellisen suuri määrä alkali-ioneita sekä betonin suhteellinen kosteus vähintään 80 %. Yleisin näistä on alkali-piidioksidireaktio, jossa reaktiossa muodostunut geeli imee itseensä runsaasti vettä ja paisuu. Kun betonin pakkasvaurio esiintyy pääasiassa säröilynä betonin pintakerroksissa, alkalikiviainesreaktion ohuthienäytteenä havaittava säröily esiintyy taas melko syvällä rakenteessa ja sitä tavataan tyypillisimmin massiivisissa betonirakenteissa kuten silloissa. Alkalikiviainesreaktiota on tavattu Suomessa ainakin Helsingin silloissa, mutta vaikutukset ovat olleet pieniä, eivätkä ainakaan toistaiseksi ole aiheuttaneen toimenpiteitä [5].

2.2 Rakenteen toiminta korjauksen jälkeen

Purettaessa pintabetonia terästen alapuolelle asti koko sillan matkalta, vapautuu yläpinnan pituussuuntaisten terästen jännitykset ja ne jakautuvat uudelleen jäljelle jäävälle rakenteelle. Koska rakenteen jännitykset jakautuvat jäykkyyksien suhteessa niin jäykemmät osat saavat lisää jännityksiä puretuilta osilta rakennetta. Kun purettu osa valetaan uudelleen, ovat sekä uuden osan betoni sekä teräkset edelleen jännityksettömässä tilassa, jos kuormitusta ei lisätä. Kun kuormitusta lisätään, toimii rakenne uusille kuormille betoni-betoni-liittorakenteena, jonka vanhassa osassa on pohjalla alkuperäisten kuormien aiheuttamat jännitykset. Vaikka kuormitusta ei lisättäisi, alkaa jännityksiä siirtyä ajan kanssa myös myöhemmin valetulle osalle rakennetta muodonmuutoksien, etenkin viruman, johdosta.

2.2.1 Ulkoisten kuormien jakaantuminen

Lyhytaikaisten kuormien jakaantuminen uuden ja vanhan betonin välillä otetaan yleensä huomioon käyttämällä rakennemallissa kimmokertoimia, jotka vastaavat kunkin betoni-osan lujuutta. Pysyvien ja pitkäaikaisten kuormien laskennassa tulee ottaa huomioon betonin pitkäaikaisten muodonmuutosten vaikutukset. Tämä voidaan tehdä epälineaarilla FEM-mallilla, jolla kuormien jakaantumisessa tapahtuvat muutokset voidaan analysoida ajan funktiona. Toinen ja tavanomaisempi tapa on suorittaa analyysi käyttäen tehollisia kimmokertoimia.

Tarkastelut tulee tehdä purkutyön eri vaiheissa ja lisäksi vähintään sillan käyttöönoton ajankohtana sekä lopputilanteessa eli ajanhetkellä ääretön.

Kuormien jakaantumiseen eri osien välillä vaikuttaa kuormien siirtotapa sekä ajankohta. Uudet kuormat voidaan siirtää erilaisilla järjestelyillä kokonaan joko ainoastaan vanhalle tai uudelle rakenteelle. Pitkän ajan kuluessa betonin viruma vaikuttaa merkittävästi kuormien lopulliseen jakaantumiseen uuden ja vanhan rakenteen välillä.

Kuormien siirtyminen uuden ja vanhan betonin välillä voidaan jakaa kolmeen eri perustapaukseen, joista tapaus 1 on tämän diplomityön kannalta olennaisin:

1. Kuorma siirtyy alussa pelkästään vanhan ehjän betonin kannettavaksi ja uudelle betonille vasta virumisen myötä. Esimerkkinä sillan kannen yläpinnan betonin uusiminen ilman tuentaa, jossa uusi betoni saa rasituksia vasta, kun uusi betoni on alkanut kovettua ja vanha betoniosa on sen virumisen myötä alkanut siirtää osan kuormista uudelle rakenteelle. Vanhan betonin viruma on kuitenkin verraten pieni, joten uuden betonin rasitukset jäävät käyttörajatilassa melko pieneksi.
2. Kuorma on alussa tuettu tilapäisille rakenteille siten, ettei uusi eikä vanha betoni kanna uuden osan kuormia ennen kuin uusi betoni on kovettunut ja tilapäinen tuenta poistettu. Esimerkkinä sillan levennys, joka uuden betonin valun ja kovettumisen aikana lepää omilla tukitelineillään. Uudet kuormat jakaantuvat telineiden purkamisen jälkeen eri rakenneosien jäykkyyksien ja kimmokertoimien suhteessa. Ajan kuluessa kuormat jakaantuvat uudelleen vanhan ja uuden betonin viruman edetessä. Uuden betonin viruma on huomattavasti voimakkaampaa kuin vanhan, joten kuormat siirtyvät enemmän vanhan rakenteen puolelle.
3. Kuorma jakaantuu alussa siten, että sekä uusi että vanha osa kantavat kukin oman painonsa. Kuormien uudelleen jakaantuminen alkaa vasta, kun osat kytetään toisiinsa ja uuden sekä vanhan betonin ajasta riippuvat muodonmuutokset pyrkivät erkanemaan toisistaan. Esimerkkinä sillan levennys, jossa uuden ja vanhan betonin välinen sauma jätetään avoimeksi betonin valun ja kovettumisen ajaksi ja ennalta sovitun tasaantumisaajan jälkeen liitetään jälkivalukaistalla monoliittisesti yhteen vanhan rakenteen kanssa.

Tehollisia kimmokertoimia käytettäessä laskentatehokkuutta voidaan parantaa kohdistamalla kuormat vanhalle ja uudelle betonirakenteelle siinä suhteessa kuin ne viruminen huomioon otettuna parhaiten voidaan kuvata. Kun kuormat jaetaan tällä tavalla osiin, edellyttää se staattisen analyysin tekemistä useilla eri rakennemalleilla, joissa teholliset kimmokertoimet muuttuvat tarkasteluajankohdan mukaan. Tämä tarkoittaa sitä, että kimmokertoimia ja kuormanjakolukuja tarvitaan niin monta sarjaa kuin on tarkasteltavia ajanhetkiä. Esimerkiksi mikäli halutaan tarkastella vain tilannetta sillan käyttöönoton ajankohdassa ja lopputilanteessa, tarvitaan tehollisia kimmokertoimia ja kuormanjakolukuja kaksi sarjaa [6].

2.2.2 Laatan vahvistaminen ilman rakenteen tuentaa

Kun laatan uusi valu tukeutuu suoraan vanhaan rakenteeseen ilman vanhan rakenteen työnaikaista tuentaa, kantaa vanha rakenne aluksi oman painonsa lisäksi myös uuden betonirakenteen painon. Laskenta tuleekin tehdä rakennemallilla, missä vanhaa rakennetta kuormittaa sekä vanhan että uuden rakenneosan oma paino. Vanhan osan virumisen myötä osa uuden osan kuormasta kuitenkin siirtyy yhdistetylle rakenteelle. Vanhan osan rakennemalli säilyy ennallaan ja uuden osan paino jaetaan kahteen osaan kaavojen (1) ja (2) mukaan.

$$G_{yhd} = k_{1L}G_2 = (1 - k_{2L})G_2 \quad (1)$$

$$G_{vanha} = k_{2L}G_2 \quad (2)$$

joissa

G_2 on uuden osan paino

G_{yhd} on uuden ja vanhan osan muodostamalle liittorakenteelle tuleva osa painosta G_2

G_{vanha} on vanhalle osalle tuleva osa painosta G_2

Kerroin k_{2L} voidaan laskea kaavan (3) mukaan tai arvioida olevan äärettömän ajan kuluessa alla olevan kuvan (Kuva 1) mukaan. Kerroin k_{2L} riippuu jonkin verran korjausvalun paksuudesta h_k alla olevien kuvien (Kuva 2 ja Kuva 3) mukaan.

$$k_{2L} = \frac{1}{1 + \varphi_v(t, t_{0l})} \quad (3)$$

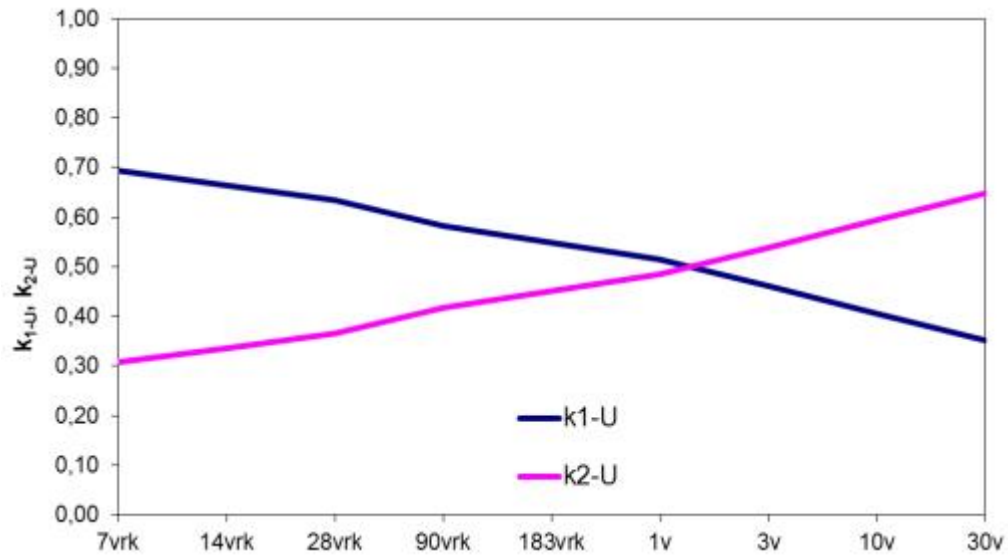
jossa

$\varphi_v(t, t_{0l})$ on vanhan betonin virumaluku tarkasteluajankohtana t

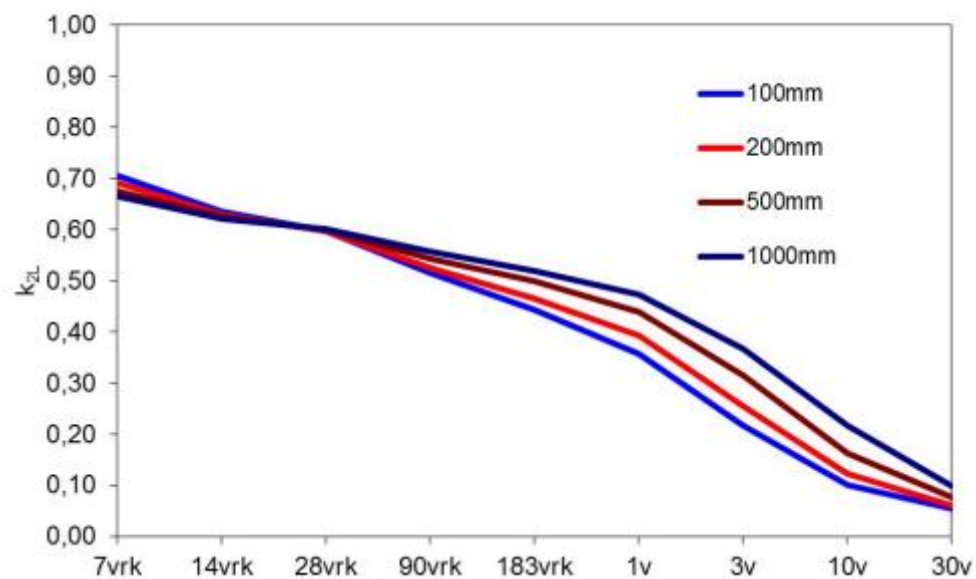
t on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana, $t > t_{0l}$

t_{01} on vanhan siltaosan ikä uutta valettaessa

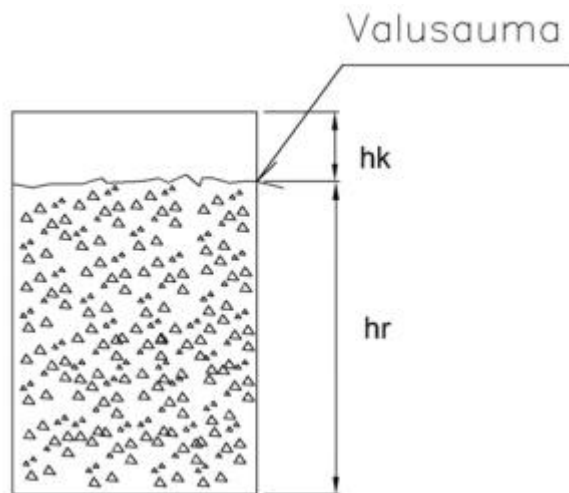
Jos vanha rakenne on yli 30 vuotta vanha, voidaan sille käyttää samaa arvoa kuin 30 vuotta vanhalle rakenteelle.



Kuva 1 Lopulliset uuden osan kuormanjakokertoimet vanhan rakenteen iän vaihdellessa [6].



Kuva 2 Kuormakertoimen k_{2L} arvoja uuden rakenteen paksuuden h_k ja vanhan rakenteen iän vaihdellessa, kun korjausvalu valetaan suoraan vanhan laatan päälle tukematta rakennetta työn aikana [6].



Kuva 3 Laatan korjaus [6].

Edellä esitetyissä kaavoissa vanhan rakenteen tulee olla vähintään 10 vuotta vanha.

2.3 Korjaustyön haasteet

Yläpinnan kunnostuksessa haasteita aiheuttavat hyvin pitkälle samat tekijät kuin muissakin sillan korjauksissa. Yleensä sillan ylittävän väylän liikennettä ei voida katkaista korjaustyön ajaksi, vaan osa sillasta jätetään liikenteelle. Tämä aiheuttaa haasteita työnaikaiselle liikenteen hallinnalle sekä työturvallisuudelle.

Avattavien rakenteiden kunto paljastuu kokonaisuudessaan vasta korjausvaiheessa. Eri-tyisesti kansilaatan yläpinnan kunto on ratkaiseva työn keston ja liikennehaittojen kannalta. Myöskään sillan kantavuus ei luonnollisesti saa vaarantua korjaustyön aikana. Tähän voidaan vaikuttaa oikeanlaisilla korjaustavoilla sekä oikealla työjärjestyksellä.

Siltojen korjaustyöt ajoittuvat yleensä kaikki samaan vuodenaikaan, joten ammattitaitoisen työvoiman puute voi aiheuttaa ongelmia. Korjaustyöstä ei myöskään saa aiheutua vaaraa tai haittaa ympäristölle.

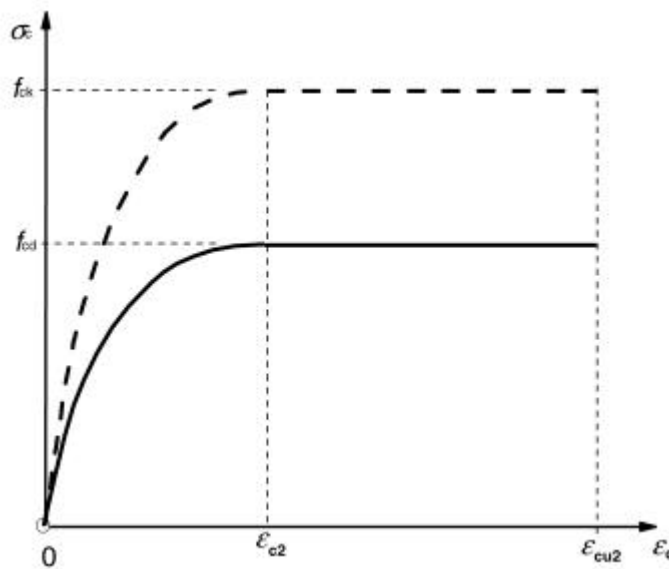
3. TEORIA

3.1 Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys

Puristusjännityksen alaisen betonin muodonmuutokset ovat epälineaarisia etenkin suurilla kuormituksilla. Jännityksen ja muodonmuutoksen yhteyttä poikkileikkauksia mitoitettaessa voidaan kuvata esimerkiksi betonirakenteiden suunnitteluun tarkoitettun eurokoodi SFS EN-1992-1-1 mukaisella yhteydellä, joka on esitetty kaavoissa (4) ja (5) sekä alla olevassa kuvassa (Kuva 4):

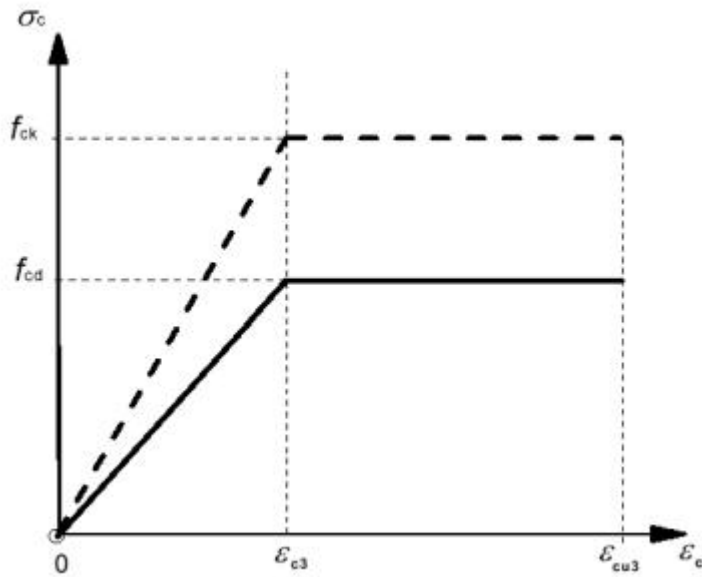
$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right], \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (4)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (5)$$



Kuva 4 Puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio [7].

Yksinkertaisempi tapa kuvata jännityksen ja muodonmuutoksen yhteyttä on käyttää alla olevan kuvan (Kuva 5) mukaista lineaarista yhteyttä eli yhtä kimmokertoimen arvoa.

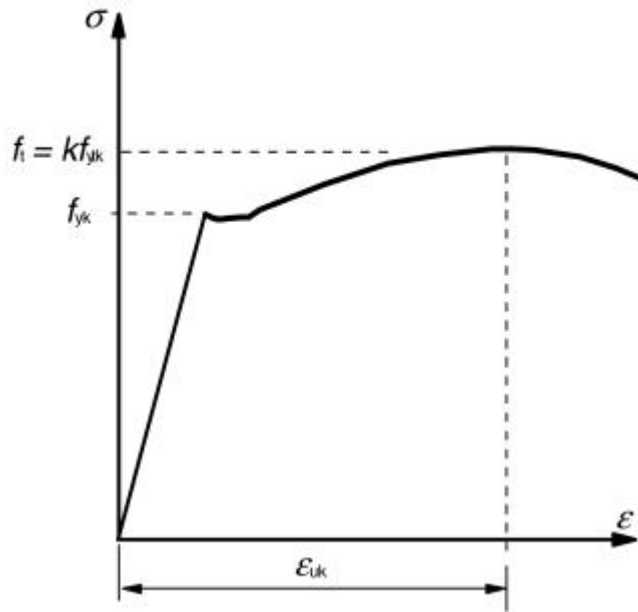


Kuva 5 Lineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys [7].

Tämä pitää kohtuullisen hyvin paikkansa, kun jännitykset pysyvät suhteellisen pieninä. Tässä työssä tarkastellaan pelkästään käyttörajoituksen kuormia, joten lineaarisella materiaalimallilla päästään riittävään tarkkuuteen.

3.2 Teräksen jännitys-muodonmuutosyhteys

Betoniin verrattuna teräs on huomattavasti kimmoisempi materiaali ja sen käyttäytyminen on hyvin lineaarista aina ominaismyötölujuuteen asti, kuten alla olevasta kuvasta (Kuva 6) ilmenee.



Kuva 6 Kuumavalssatun betoniteräksen jännitys-venymäkuvaaja [7].

Tästä syystä myös teräkselle voidaan tämän työn tarkasteluissa käyttää yhtä kimmoker-toimen arvoa.

3.3 Betonin halkeilu

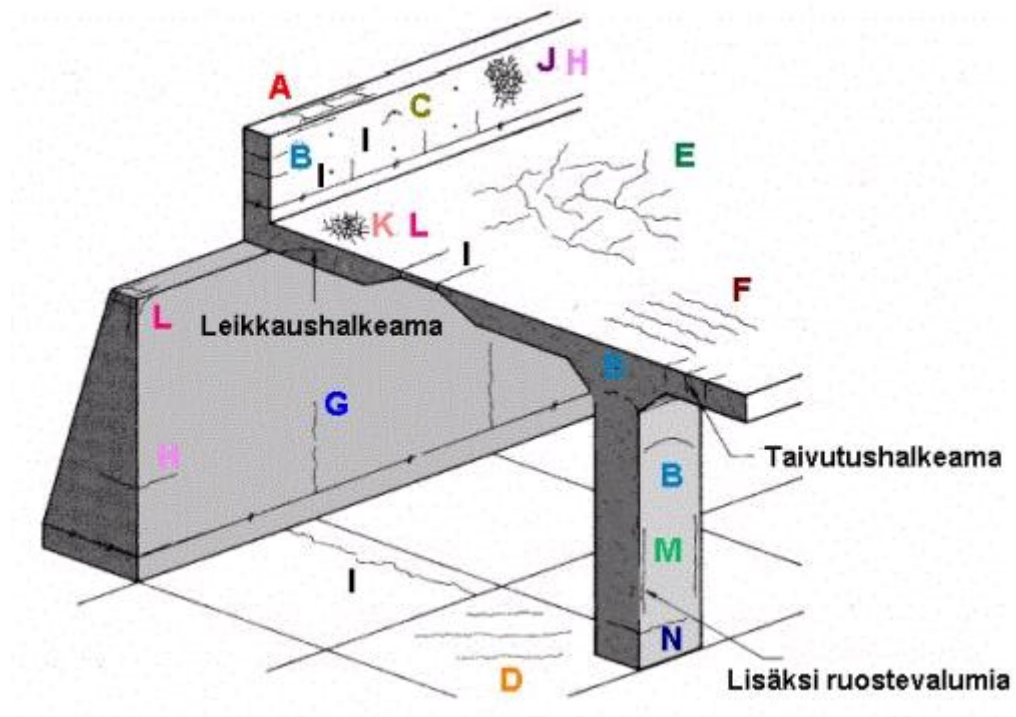
Halkeilu on tyypillistä betonille ja betonirakenteille. Oikeanlaisella suunnittelulla ja to-teutuksella tulee huolehtia siitä, että halkeamaväli ja halkeamaleveys ovat riittävän pieniä. Halkeamia voi syntyä jo ennen betonin sitoutumista massan plastisen kutistuman ja plas-tisen painuman seurauksena.

Halkeamia muodostuu, kun betonin vetolujuus ylittyy. Rakenteen säilymisen, staattisen toiminnan sekä ulkonäön kannalta on oleellista, että halkeilu on hallittua ja halkeamale-veydet riittävän pieniä. Oikean suunnittelun lisäksi halkeilua voidaan rajoittaa valitse-malla sopiva betonin koostumus, suorittamalla valutyö oikein sekä oikeanlaisella jälki-hoidolla.

Halkeamat lisäävät betonin läpäisevyyttä ja täten alentavat sen laatua, koska betonin rau-doitusta sekä fysikaalisesti että kemiallisesti suojaava vaikutus vähenee. Myös haitalliset aineet pääsevät halkeamien kautta tunkeutumaan betoniin helpommin. Olosuhteista riip-puen haitallisimpia ovat yli 0,2-0,4 mm halkeamat. Niiden kautta korroosion alkamiseen vaikuttavat aineet pääsevät tunkeutumaan nopeasti raudoitukseen asti. Etenkin raudoituk-sen suuntaiset halkeamat voivat aiheuttaa korroosiota laajoille alueille. Laskennallisesti halkeamaleveydet pyritään rajoittamaan rakenteiden suunnittelussa suunnitteluolosuh-teista riippuen välille 0,1-0,3 mm [8].

3.3.1 Halkeilutyypit

Betonin halkeileminen voi tapahtua heti valun jälkeen tai useita vuosia myöhemmin. Alla olevassa kuvassa (Kuva 7) on esitetty betonirakenteiden tyypillistä halkeamista ja taulukossa (Taulukko 1) aikavälit, joilla eri tyyppisiä halkeamia syntyy.



Kuva 7 Esimerkkejä betonirakenteiden tyypillisistä halkeamista [8].

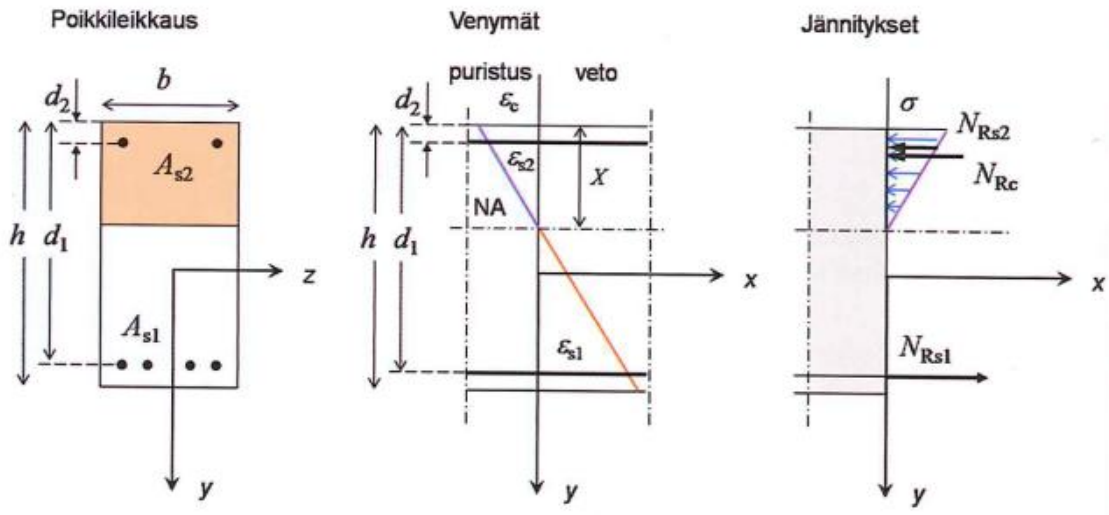
Taulukko 1 Yllä olevassa kuvassa (Kuva 7) esitettyjen halkeamien selitykset [8].

Halkeilun aiheuttaja	Kirjain tunnus	Pääsyy	Toissijainen syy	Esiintymisajankohta
Plastinen painuma	A, B, C	Veden erottuminen	Nopea kuivuminen, liian myöhäinen jälkihoito	0,5-4 h, kun T=20-30 °C, 4-8 h, kun T=7-20 °C
Plastinen kutistuma	D, E	Pinnan nopea kuivuminen	Hidas haihtuvan veden korvautuminen (tiivis massa), liian myöhään aloitettu jälkihoito	0,5-4 h, kun T=20-30 °C, 4-8 h, kun T=7-20 °C
	F	Lisäksi raudotus yläpinnassa		
Hydrataatio-lämpö tai lämmitys	G	Rakennusosien välinen lämpötilaero	Rakenteen liian nopea jäähtyminen	1-3 d
	H	Rakennusosien sisäinen lämpötilaero		
Kuivumis-kutistuminen	I	Suuri v/s, huono jälkihoito, väärin suunniteltu rakenne (kutistumisliikkeet esitetty)	Huono tartunta työsaumassa	Viikkoja-useita kuukausia
Pintahalkeilu	J	Huono muotti	Suuri sementti- ja vesimäärä	Yleensä 1-7 d, joskus myöhemmin
	K	Huono tai liian aikainen pinnan hierto		
Pakkasra-pautuminen	L	Vesi, jäätyminen ja sulaminen	Liian vähän suoja- huokosia, betoni veden kyllästämää	Ensimmäiset talvet-useita vuosia
Raudoituksen ruostuminen	M	Liian pieni betoni- peite	Liian huokoinen betoni	Useita vuosia
	N	Kloridit		

Myös lämpötilaerot betonin kovettumisvaiheessa voivat olla syynä halkeamien syntymiseen. Halkeamia syntyy, kun betonin vetolujuus ja muodonmuutoskyky ylittyvät betonin jäähtymisen aiheuttaman kutistumisen seurauksena. Tällaisia halkeamia voi syntyä, kun lämpötilaerojen aiheuttamat muodonmuutokset eivät voi tapahtua vapaasti. Muodonmuutokset estää yleensä toinen rakenneosa tai rakenteen sisempi osa, jonka lämpötila ei laske samalla nopeudella kuin pintaosan lämpötila [8].

3.3.2 Halkeilun vaikutus betonin jäykkyyteen

Betonin haljetessa halkeamakohdan paikallinen vetojännitys katoaa. Halkeamakohdassa vaikuttavat vetojännitykset siirtyvät kokonaan raudoitukselle. Halkeaman ympärillä jännitykset jakautuvat uudelleen raudoituksen ja ehjän betonin välille terästen tartunnan kautta.



Kuva 8 Haljenneen teräsbetonipoikkileikkauksen venymä- ja jännitystila käyttörajatilan rasiituksilla [9].

Tarkastellaan seuraavaksi yllä olevan kuvan (Kuva 8) mukaisen halkeilleen poikkileikkauksen jännityksiä ja muodonmuutoksia halkeaman kohdalla. Puristusvyöhykkeen korkeus halkeaman kohdalla saadaan kaavasta (6).

$$X_{II} = \frac{1}{b} \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2b(\alpha_e d_1 A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_1 A_{s2})]^{0.5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}) \} \quad (6)$$

jossa

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{on rakenneteräksen ja betonin kimmokertoimien suhde}$$

Jos puristuspuolella ei ole raudoitusta tai sitä ei oteta huomioon, kaava yksinkertaistuu kaavaksi (7).

$$X_{II} = \alpha_e d_1 \rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho_1}} \right) \quad (7)$$

jossa

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b d_1} \quad \text{on geometrinen raudoitussuhde}$$

Haljenneen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti saadaan kaavasta (8).

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2 \quad (8)$$

Yllä olevassa kuvassa (Kuva 8) on esitetty haljenneen teräsbetonipoikkileikkauksen venymä- ja jännitystila käyttörajatilan rasituksilla.

Betonin reunajännitys puristetulla reunalla saadaan kaavasta (9) (puristus on positiivista).

$$\sigma_c = M_{Ed} \frac{X_{II}}{I_{II}} \quad (9)$$

Raudoituksen jännitys sekä haljenneessa että puristetussa alueessa saadaan kaavasta (10).

$$\sigma_{s1,2} = \alpha_e \frac{M_{Ed}}{I_{II}} (d_{1,2} - X_{II}) \quad (10)$$

Kaava antaa puristusvyöhykkeen raudoituksen jännitykselle negatiivisen arvon ja veto-raudoituksen jännitykselle positiivisen arvon.

Vaihtoehtoisesti haljenneen osan raudoitusten vetojännitys voidaan laskea kaavalla (11).

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s z_{II}} \quad (11)$$

jossa sisäinen momenttivarsi z_{II} saadaan kaavasta (12).

$$z_{II} = d - \frac{X_{II}}{3} \quad (12)$$

3.3.3 Halkeamaleveydet

Alla olevassa taulukossa (Taulukko 2) on esitetty vanhan sillan säilytettävien rakenneosien halkeamaleveysrajan w_{max} suositusarvot.

Taulukko 2 Vanhan sillan laskennallisen halkeamaleveysrajan w_{max} suositusarvot [mm] [6].

Uusi silta 100 vuoden käyttöiälle NCC12:n mukaan	Vanhan sillan säilytettävät rakenneosat	Vanhan sillan uudet rakenneosat ≤ 50 vuoden käyttöiälle
0,30	0,40	0,40
0,20	0,30	0,30
0,15	0,20	0,20
0,10	0,15	0,15
0,07	0,10	0,10

Taulukon (Taulukko 2) mukaisia laskennallisia halkeamaleveysrajoja säilytettävässä rakenneosassa voidaan korottaa seuraavasti:

- 50 %, kun jänne-tai betoniterästankojen jännitys ei kasva alkuperäisestä ja kaikki jännitetyjen rakenteiden yli 0,15 mm ja jännittämättömien rakenteiden yli 0,20 mm leveät halkeamat injektoidaan korjaustyön yhteydessä.
- 100 %, kun betonipinta yllämainitun lisäksi kauttaaltaan pinnoitetaan halkeamia silloittavalla pinnoitteella.

Vanhan sillan kokonaan uuden rakenneosan laskennallisen halkeamaleveysrajan w_{\max} suositusarvot voidaan korottaa ylläolevan taulukon (Taulukko 2) mukaisesti, kun koko sillan jäljellä oleva käyttöikä on enintään 50 vuotta. Uuden ja vanhan rakenteen välisessä saumassa voidaan käyttää vanhan rakenneosan halkeamaleveysrajoja [6].

3.4 Kuormitetun liittorakenteen toiminta

Liittorakenne muodostuu kahdesta eri rakennusosasta, joiden muodonmuutokset on si-
dottu toisiinsa leikkausliittimin. Oletettaessa, että leikkausliitos on äärettömän jäykkä ja
kestävä, niin rakennusosien rajapinnat eivät pääse liikkumaan suhteessa toisiinsa millään
kuorman arvolla. Tällöin rakenne on täydellinen liittorakenne, jonka kestävyys ja jäyk-
kyys ovat käytännössä samat kuin, jos rakenneosat olisivat yhtä materiaalia, joilla olisi
eri materiaaliominaisuudet.

Käytännössä täydellisiä liittorakenteita ei pystytä valmistamaan, vaan todellisissa raken-
teissa tapahtuu aina rajapintojen liikettä toistensa suhteen, liukumaa sekä on mahdollista,
että voima rakenneosien rajapinnassa ylittää rajapinnan leikkauskestävyyden, jolloin ra-
kenne murtuu liitoksestaan. Yksinkertaistuksen vuoksi suunnittelussa kuitenkin yleensä
oletetaan, että rakenne toimii täydellisenä liittorakenteena, kun varmistetaan liitoksen riit-
tävä jäykkyys ja kestävyys [10].

3.4.1 Taivutusmomentti

Bernoullin hypoteesin mukaan palkin taivutuksessa poikkileikkauksen tasot säilyvät ta-
soina, mutta kiertyvät poikkileikkauksen hitausakselin ympäri. Tätä kutsutaan palkin
kiertymäksi ja sen muutosta palkin alkion matkalla kutsutaan käyristymäksi. Venymien
jakauma on lineaarinen poikkileikkauksen yli, kun tasojen oletetaan säilyvän tasoina.
Näin ollen käyristymä voidaan ilmoittaa poikkileikkauksen kahden pisteen venymän
avulla kaavalla (13).

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_1 - \varepsilon_2|}{d_{1,2}} \quad (13)$$

jossa

ε_1 ja ε_2 ovat poikkileikkauksen venymät pisteissä 1 ja 2

$d_{1,2}$ on pisteiden 1 ja 2 välinen etäisyys

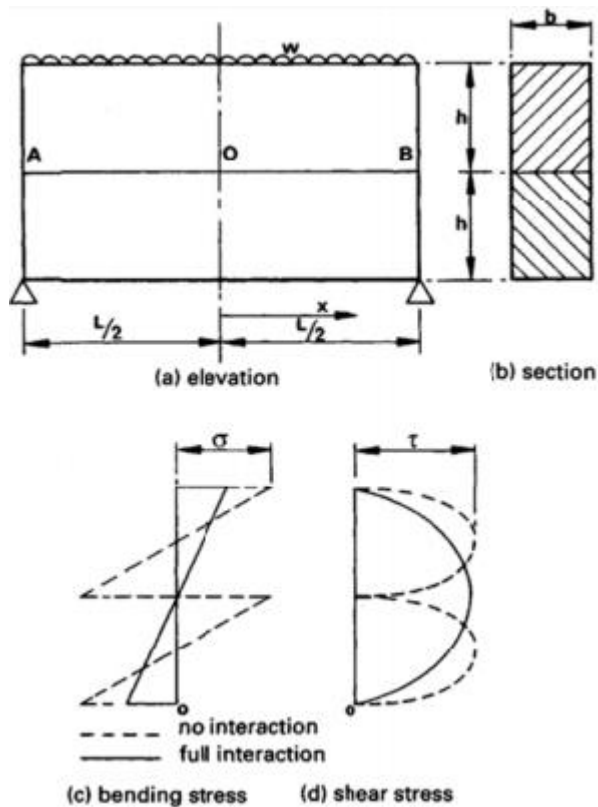
Koska poikkileikkauksen sisäisten voimien tulee olla tasapainossa, on siihen vaikuttavan puristusvoiman resultantin oltava yhtä suuri kuin vetovoiman resultantin. Näin ollen käyrä on riippuvainen poikkileikkauksen materiaaliominaisuuksista, muodosta ja siihen vaikuttavasta voimaparista, eli ulkoisesta taivutusmomentista, alla olevan kaavan (14) mukaisesti. Palkki oletetaan homogeenisesta kimmoisasta materiaalista tehdyksi ja yhden akselin ympäri taivutetuksi [10].

$$\kappa = \frac{-M_t}{EI} \quad (14)$$

3.5 Jännitysten jakautuminen liittorakenteessa

Yksi tämän tutkimuksen kannalta oleellisista asioista on jännitysten jakautuminen korjatussa rakenteessa. Tällöin rakenne toimii betoni-betoni-liittorakenteena. Kun poikkileikkaukseen ei vaikuta ulkoista normaalivoimaa, täytyy poikkileikkauksen sisäisten voimien olla nolla, jotta poikkileikkaus on tasapainossa. Yksi tapa selvittää rakenteen jännitystila, on löytää sellainen venymäjakauma, jonka kautta laskettuna poikkileikkauksen kokonaisvoima on nolla [10].

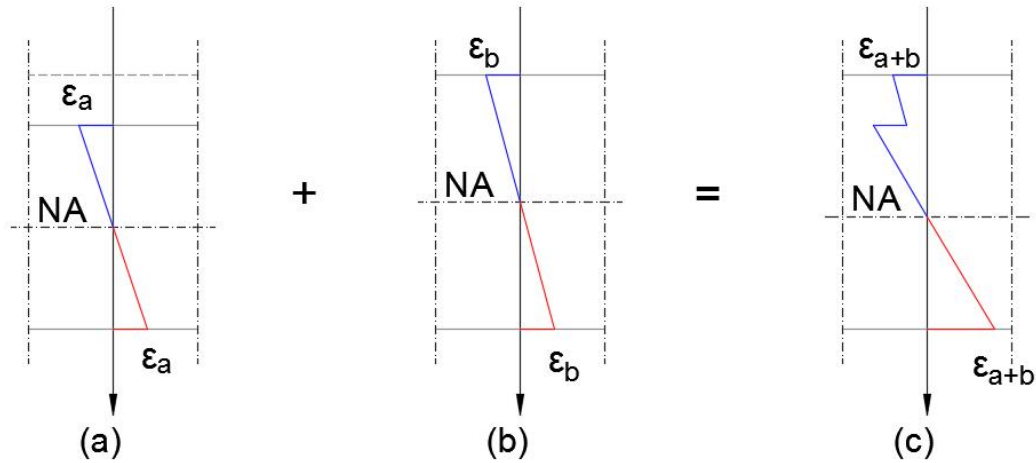
Tarkasteltaessa alla olevan kuvan (Kuva 9) mukaista kahdesta samanlaisesta rakenneosasta muodostuvaa liittorakennetta, ovat jännitysten jakaumat kuvassa katkoviivalla esitetyn mukaiset, jos rakenneosien välillä ei ole liittovaikutusta ja yhtenäisen viivan mukaiset, jos osien välillä on täydellinen liittovaikutus.



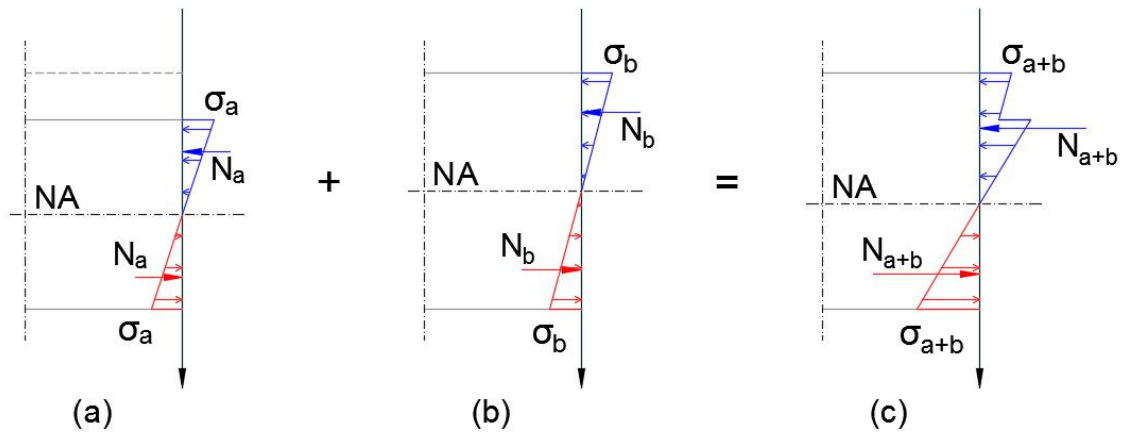
Kuva 9 Jännitysten jakauma ilman liittovaikutusta ja täydellisellä liittovaikutuksella [11].

3.5.1 Halkeamattoman betoni-betoni-liittorakenteen venymä- ja jännitystilat

Olettamalla teräsbetonipoikkileikkaus halkeilemattomaksi ja että uudella sekä vanhalla rakenneosalla ovat samat materiaaliominaisuudet, voidaan sitä käsitellä homogeenisesta materiaalista koostuvana poikkileikkauksena. Tällöin betoni vastaanottaa kaikki puristus- ja vetojännitykset. Homogeenisessa kaksoissymmetrisessä poikkileikkauksessa neutraaliakseli sijaitsee keskellä poikkileikkausta. Venymä- ja jännitysjaumat poikkileikkauksessa jakaantuvat alla olevien kuvien (Kuva 10 ja Kuva 11) mukaisesti kun rakenteiden välisen liittovaikutuksen oletetaan olevan täydellinen.



Kuva 10 Halkeilemattoman homogeenisen betoni-betoni-liitopalkin lopullisen venymäjakauman muodostuminen.



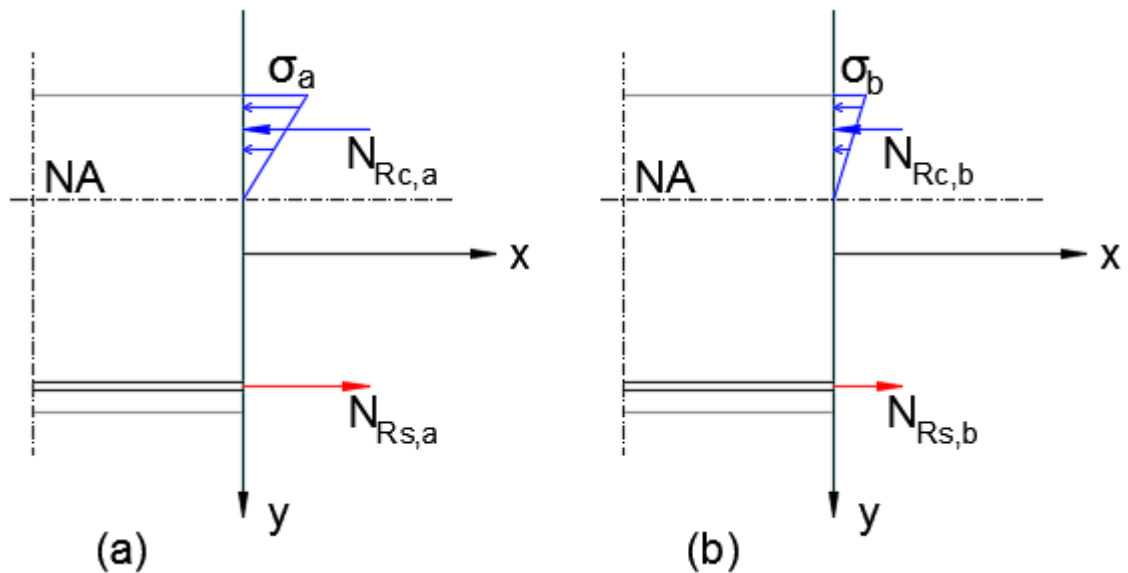
Kuva 11 Halkeilemattoman homogeenisen betoni-betoni-liitopalkin lopullisen jännitysjakauman muodostuminen.

Tilanne (a) kuvastaa tilannetta, jossa rakenteen yläpinnan betonia on korvattu uudella betonilla ja poikkileikkausta kuormittaa ainoastaan uuden ja vanhan rakenteen omat painot. Tällöin uusi valu ei vastaanota rasituksia vaan kaikki rasitukset menevät vanhalle rakenteelle. Tilanne (b) kuvastaa ulkoisten kuormien aiheuttamia jännitys- ja venymätilojen muutosta muodostuneessa betoni-betoni-liittorakenteessa. Tilanne (c) kuvastaa taas omien painojen sekä ulkoisten kuormien aiheuttamia lopullisia jännitys- ja venymätiloja.

Yllä olevien kuvien (Kuva 10 ja Kuva 11) perusteella nähdään, että lopulliset jännitys- ja venymätilat saadaan superpositioperiaatteen mukaisesti tarkastelemalla molemmat tilanteet (a) ja (b) yksittäisinä tapauksina ja yhdistämällä ne kuvaamaan lopputilannetta. Tällöin poikkileikkauksen sisäisten voimien summa on nolla ja poikkileikkaus on tasapainossa.

3.5.2 Haljenneen betoni-betoni-liittorakenteen venymä- ja jännitystilat

Tarkasteltaessa betoni-betoni-liittorakennetta, jossa poikkileikkaus oletetaan haljenneeksi, on lopullisten jännitys- ja venymätilojen muodostaminen hankalampaa kuin kohdassa 3.5.1 esitetystä halkeilemattomassa tapauksessa. Kun teräsbetonirakenne halkeaa, niin haljennut osa betonista ei enää ota vastaan vetojännityksiä, vaikka kuormitus pienenisikin. Näin ollen raudoitukset vastaanottavat kaikki vetojännitykset ja halkeamaton osa betonia puristusjännitykset. Haljenneen betonipoikkileikkauksen jännitystila on käyttörajan tilan rasituksilla alla olevan kuvan (Kuva 12) mukainen. Neutraaliakselin sijainti ei siis ole riippuvainen kuormituksesta vaan siihen vaikuttavat kaavojen 0 ja 0 mukaisesti poikkileikkauksen dimensioid, materiaalien kimmokertoimet sekä raudoitusmäärä.



Kuva 12 Haljenneen poikkileikkauksen jännitystila käyttörajan tilan rasituksilla. Kohdassa (a) suuremmat rasitukset ja kohdassa (b) rasituksia on pienennetty.

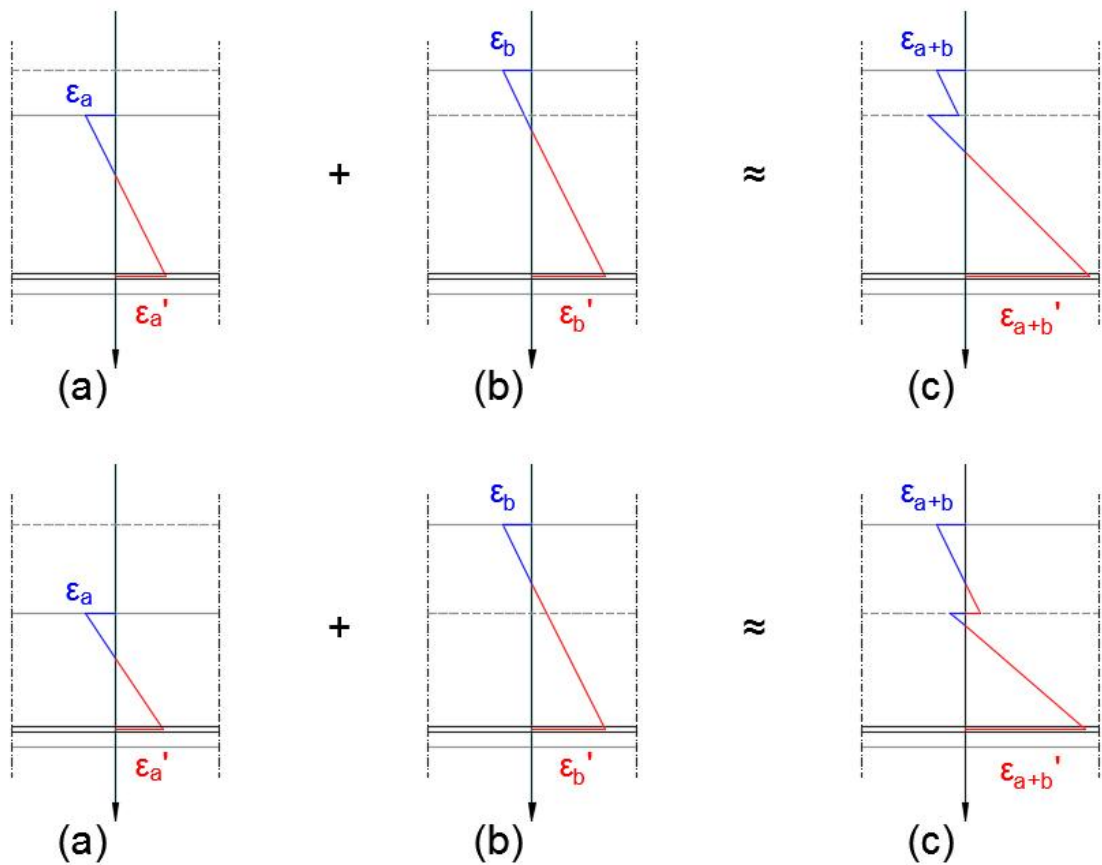
Tarkasteltaessa halkeilleesta betonipoikkileikkauksesta muodostuvaa betoni-betoni-liittorakennetta, ei voida enää käyttää kohdassa 3.5 esitettyä suoraa summausta, koska liittorakenteessa rakenteen osat eivät toimi samalla tavalla kuin ne toimivat erikseen, vaan rakenteiden poikkileikkaussuureet muuttuvat. Kuitenkin poikkileikkauksen on oltava edelleen tasapainossa eli rakenteessa vaikuttavien sisäisten voimien summan nolla, kun poikkileikkaukseen ei vaikuta ulkoista normaalivoimaa. Kun puristuspuolen teräksiä ei huomioida ja käytetään yllä olevan kuvan (Kuva 12) merkintöjä, on siis oltava voimassa kaava (15).

$$N_{Rc} = N_{Rs} \quad (15)$$

Kun puristetun betonin venymäjakauman oletetaan olevan lineaarinen ja venymä tiedetään poikkileikkauksen kahdessa pisteessä, saadaan määritettyä venymä poikkileikkauksen jokaisessa pisteessä. Ja kun oletetaan, että betoni vastaanottaa pelkästään puristusjännityksiä ja materiaalien jännitys-muodonmuutosyhteydet lineaarisiksi, saadaan venymäjakauman sekä venymän ja jännityksen välisellä yhteydellä määritettyä poikkileikkauksen jännitykset kaavan (16) mukaisesti.

$$\sigma = E\varepsilon \quad (16)$$

Tarkastellaan aluksi rakenteen mahdollisia venymäjakaumia.



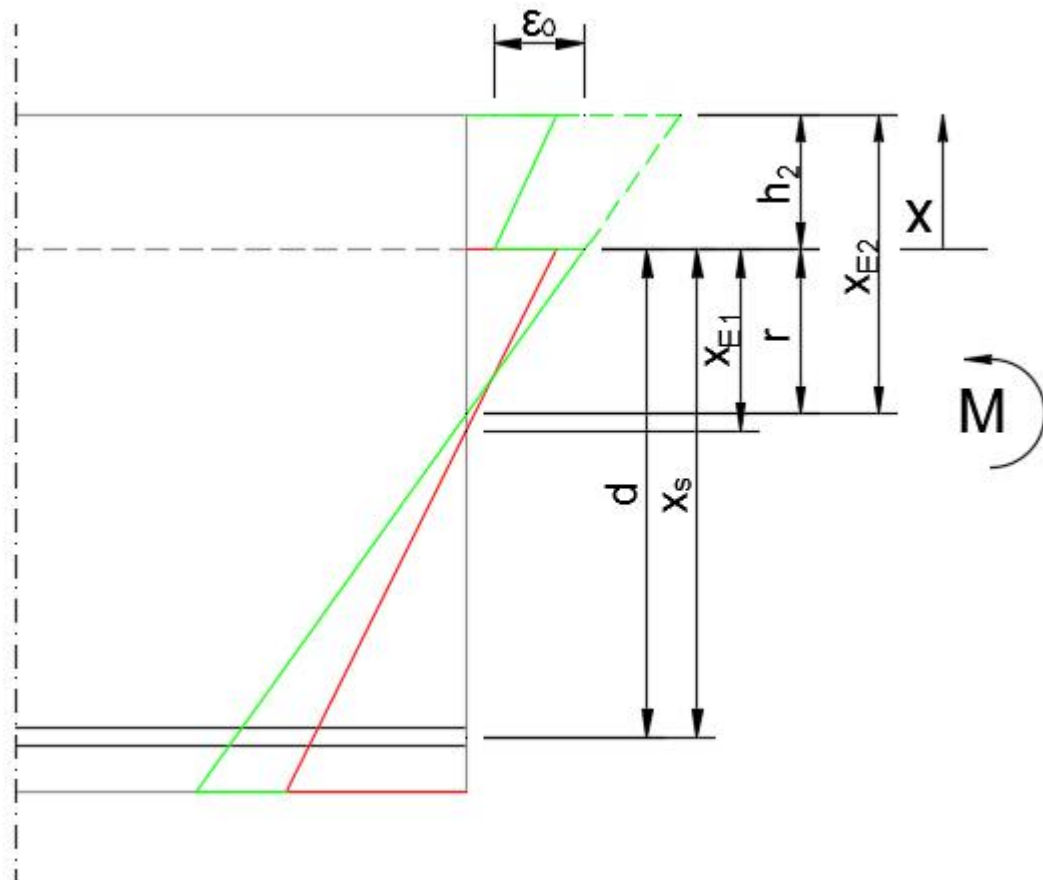
Kuva 13 Betoni-betoni-liittopalkin kokonaisvenymäkuvion likimääräinen muodostuminen tukemattomassa rakennustavassa.

Yllä olevassa kuvassa (Kuva 13) on esitetty kaksi erilaista tapausta rakenteen kokonaisvenymän likimääräisestä muodostumisesta. Tilanteessa (a) laatan yläpinnan betonia on purettu ja puretun betonin tilalle on valettu uutta betonia. Tällöin vanha rakenne kantaa sekä uuden että vanhan rakenteen omat painot. Tilanteessa (b) rakennetta kuormittaa ulkoinen kuorma, joka aiheuttaa venymiä muodostuneelle liittorakenteelle. Tilanne (c) kuvastaa omien painojen sekä ulkoisten kuormien muodostamaa kokonaisvenymää, kun rakenteen yhteistoiminta oletetaan täydelliseksi.

Kuten kuvasta ilmenee, voi kuormista ja purun laajuudesta johtuen muodostua kaksi eri-laista tilannetta. Ylemmässä tilanteessa uusi valu on kokonaan puristettuna ja alemmassa tilanteessa uuden valun alaosaan muodostuu vetoa. Koska massiivisen laattasillan kannen betonipeitettä uusiessa betonin poisto syvyys on yleensä melko pieni (alle 100 mm), niin yleisemmin uusi valu pysyy kokonaan puristettuna.

Tukemattomalla rakennustavalla muodostuneen haljenneen betoni-betoni-liittorakenteen jännitysjakauman tarkka selvittäminen on hankalaa. Tällöin teräkset ottavat kaikki veto-jännitykset ja betoni puristusjännitykset. Jännitysten summaaminen suoraan ei johda enää tilanteeseen, jossa poikkileikkaus on tasapainossa. Tästä syystä selvitetessä tarkasti lopullisia jännityksiä eri kohdissa rakennetta, on tilannetta lähestyttävä toiselta kannalta.

Kun oletetaan, että uusi valu on lopputilanteessa kokonaan puristettu, yksi mahdollinen tapa tarkastella jännityksiä on, että haetaan alla olevan kuvan (Kuva 14) mukaisia merkintöjä käyttäen, sellainen venymäjakauma välille x_{E2} sekä alapinnan terästen venymä, jotka vastaavat rakennetta kuormittavaa momenttia M ja, jossa kaavan (15) mukainen tasapainoehto täyttyy. Kuvassa punainen viiva kuvastaa omien painojen aiheuttamaa venymäjakaumaa vanhalle osalle rakennetta ja vihreä yhtenäinen viiva lopullista venymäjakaumaa, jossa kuormana on omien painojen lisäksi ulkoista kuormaa.



Kuva 14 Eri aikaan valetuista osista muodostuvan betoni-betoni-liittorakenteen venymäjakauma.

Punaisella viivalla kuvattu venymäjakauma ja tätä vastaavat jännitykset poikkileikkauksessa pystytään selvittämään kohdassa 3.3.2 esitettyjen kaavojen avulla. Näin ollen ainoat tuntemattomiksi jäävät suureet ovat r ja x_{E2} , joka pystytään esittämään tunnettujen suureiden ja r :n avulla. Näin ollen kuvassa on vain yksi tuntematon, joka on lopullisen tilanteen neutraaliakselin sijainti poikkileikkauksen yläpinnasta. Jos neutraaliakselin sijainti saadaan selvitettyä ja saadaan muodostettua betonin jännitys jakaumalle yhtälö, voidaan niiden avulla selvittää momentin M aiheuttamat jännitykset rakenteessa.

Integroimalla jännitykset poikkileikkauksen puristetun pinta-alan yli saadaan selville betoniosassa vallitseva kokonaisvoima N_{Rc} kaavan (17) mukaan. Teräksissä vaikuttava kokonaisvoima taas saadaan selville kaavasta (18).

$$N_{Rc} = \int_r^0 \varepsilon_1(x) \frac{E_s}{n} b_c dx + \int_0^{h_2} \varepsilon_2(x) \frac{E_s}{n} b_c dx \quad (17)$$

$$N_{Rs} = \varepsilon_1(x_s) E_s A_s \quad (18)$$

jossa

$\varepsilon_1(x)$ on venymä vanhan rakenteen alueella

$\varepsilon_2(x)$ on venymä uuden valun alueella

b_c on rakenteen tarkasteltavan osan leveys

Kohdassa 3.4.1 esitetyn käyristymä-venymäyhteyden avulla voidaan esittää kaavat (19) ja (20).

$$\varepsilon_1(x) = \kappa_1(x_{E1} - x) \quad (19)$$

$$\varepsilon_2(x) = \kappa_2 x + \kappa_1 x_{E1} - \varepsilon_0 = (\kappa_1 - \kappa_0)x + \kappa_1 x_{E1} - \varepsilon_0 \quad (20)$$

jossa

ε_0 on $\varepsilon_1(0)$, kun rakennetta kuormittaa pelkästään omat painot

κ_1 on rakenteen vanhan osan lopullinen käyristymä

κ_2 on uuden valun käyristymä

κ_0 on käyristymä, kun rakennetta kuormittaa pelkästään omat painot

Sijoittamalla kaavat (19) ja (20) kaavoihin (17) ja (18) ja asettamalla ne kaavan (15) mukaan yhtä suuriksi, saadaan ratkaistua r , jossa ainoaksi tuntemattomaksi jää κ_1 . Näin ollen betoni-betoni-liittorakenteen neutraaliakselin sijainti saadaan ratkaistua kaavalla (21).

$$x_{E2} = h_2 - r \quad (21)$$

Tämän jälkeen voidaan kaavaa (14) hyväksikäyttäen hakea sellainen käyritymä κ_1 , joka vastaa momenttia M .

Laskenta tällä tavalla on kuitenkin melko monimutkaista ja työlästä, eikä sen paikkaansa pitävyyttä pystytty tämän diplomityön puitteissa todentamaan, jonka vuoksi tässä työssä on käytetty kohdassa 3.3.2 esitettyä menetelmää antamaan suuntaa antavia tuloksia laskettaessa jännityksiä tämän kaltaisessa liittorakenteessa.

4. KORJAUSTYÖN SUUNNITTELUSSA HUOMIOITAVIA ASIOITA

Tässä luvussa on käsitelty siltakannen betonipeitteen uusimisen kannalta olennaisimpia asioita ja ilmiöitä, joita ei kuitenkaan yksinkertaistuksen vuoksi ole huomioitu tässä tutkimuksessa, mutta on syytä huomioida todellisissa korjauskohteissa.

4.1 Betonin hydrataatio

Betoni on sementin, kiviaineen, veden ja mahdollisten lisäaineiden muodostama kova materiaali, jossa rakennussementin ja veden seosta on käytetty liittämään kiviaineet toisiinsa. Hydrataatio on sementin ja veden välinen reaktio, jonka seurauksena sementtikivi muodostuu. Sementtikivi sitoo kiviaineen yhteen ja näin muodostuu betonikivi [8]. Hydrataatioprosessi jakaantuu neljään päävaiheeseen, jotka ovat alkureaktio, lepovaihe, sitoutumisvaihe ja kovettumisvaihe. Betonipeitteen uusimisessa on tärkeää huomioida, että sitoutumisvaiheessa olevaa betonimassaa ei saa häiritä, koska se saattaa aiheuttaa huomattavaa lujuuden katoa. Näin ollen on sillalle syytä asettaa matalampi nopeusrajoitus siksi aikaa, kun uusi betonimassa on sitoutumisvaiheessa, jotta liikenteen aiheuttamat häiriöt ovat mahdollisimman pieniä.

4.2 Betonin lujuus

Betonin puristuslujuutta voidaan pitää betonin tärkeimpänä ominaisuutena. Puristuslujuus osoitetaan lujuusluokkien avulla. Nämä liittyvät standardin EN 206-1 mukaiseen f_{ck} tai kuutiolujuuden $f_{ck,cube}$ (5 % fraktiilia vastaavaan) ominaisarvoon. Eurokoodin mukaiset lujuusluokat perustuvat 28 vuorokauden ikäisenä määritettävän lieriölujuuden ominaisarvoon. Joissain tapauksissa (esimerkiksi jännittämisen yhteydessä) voi olla tarpeen määrittellä ajankohtaan t liittyvä betonin puristuslujuus $f_{ck}(t)$ kaavoilla (22) ja (23).

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad \text{välille } 3 < t < 28 \text{ vuorokautta} \quad (22)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{välille } t \geq 28 \text{ vuorokautta} \quad (23)$$

jossa

$$f_{cm}(t) \quad \text{on betonin keskimääräinen puristuslujuus } t \text{ vuorokauden ikäisenä kaavasta} \quad (24)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (24)$$

jossa

f_{cm} on keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä

$\beta_{cc}(t)$ on betonin iästä t riippuva kerroin

$$\beta_{cc}(t) = e^s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

jossa edelleen

t on betonin ikä vuorokausina

s on sementin tyypistä riippuva kerroin

= 0,2 sementtityyppi R

= 0,25 sementtityyppi N

= 0,38 sementtityyppi S

Jos $t < 3$ vuorokautta, määritetään lujuus kokeellisesti.

4.3 Hydrataatiolämpö

Sementin hydrataatioreaktiossa kehittyy lämpöä samassa suhteessa kuin lujuudenkehitys etenee. Lämmönkehitykseen vaikuttavat sementin kemiallinen koostumus sekä hienous.

Massiivisissa betonivaluissa betonin keskiosan lämpö nousee yleensä korkeaksi, mikä johtaa lämpötilaeroihin rakenteen keskiosan ja pinnan välillä. Lämpötilaero aiheuttaa rakenteeseen jännityksiä, jotka aiheuttavat herkästi halkeilua betonipintaan. Tämän takia betonirakenteiden huolellinen suunnittelu lämpötilaerojen hillitsemiseksi on ensiarvoisen tärkeää rakenteen säilyvyyden kannalta. Hydrataatiossa muodostuvaan lämpöön voidaan vaikuttaa käyttämällä mahdollisimman vähän lämpöä tuottavaa sementtiä ja/tai kuonaa seosaineena tai mahdollisimman kylmää betonimassaa. Lämpötilaeroihin voidaan vaikuttaa myös muuttien ja eristeiden valinnoilla sekä mahdollisella jäähdytyksellä tai lämmitämisellä.

Toisaalta hydrataatioreaktion lämmönkehityksestä voi olla myös hyötyä. Talvibetonoinnissa on perusteltua käyttää nopeammin kovettuvaa sementtiä, koska tällöin rakenteen lämpötila ja lujuus kehittyvät suotuisammin ensimmäisten, ratkaisevien vuorokausien aikana [12].

Hydrataatiolämpö aiheuttaa rakenteelle rasituksia, kun vanhan betonirakenteen pintaan valetaan monoliittisesti kiinni uutta betoni. Jos rakenteeseen liittyvän betonikerroksen paksuus on keskimääräisesti enintään 100 mm, voidaan hydrataatiolämmön vaikutukset pitää merkityksettöminä ja jättää huomioimatta [6].

Sillan kannen pintabetonia uusittaessa uusittava kerros on yleensä alle 100 mm, joten hydrataatiolämmön aiheuttamia rasituksia ei yleensä ole tarpeellista ottaa huomioon sillan betonipeitteen uusimisessa.

4.4 Betonin viruma

Viruma on betonin puristuman ajasta riippuva kasvu puristusjännityksen pysyessä vakiona. Viruma otetaan yleensä suunnittelussa huomioon modifioimalla betonin kimmo-kerrointa virumaluvulla φ , johon vaikuttavat betonin ikä kuormituksen alkaessa, sementtityyppi, rakenneosan mitat ja ympäristön suhteellinen kosteus.

Virumaluku lasketaan kaavalla (25).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (25)$$

jossa

φ_0 on nimellinen virumaluku kaavan (26) mukaisesti

$\beta_c(t, t_0)$ on kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittamisen jälkeen ja joka lasketaan kaavalla (27)

t on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa

Nimellinen virumaluku saadaan kaavasta (26).

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (26)$$

jossa

$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$ on betonin lujuuden vaikutuksen huomioon ottava kerroin

$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,2}}$ on kerroin, jolla otetaan huomioon betonin kuormittamisen alkamisajankohdan vaikutus

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1-RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}}, & \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left[1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2, & \text{kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

jossa edelleen

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina. Ulkorakenteille käytetään arvoa RH 80 %

$h_0 = \frac{2A_c}{u}$ on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm], jossa A_c on se pinta-ala poikkileikkauksen pinta-alasta, joka vaikuttaa eniten tutkittavaan tapaukseen ja u on rakenteen niiden pintojen piiri, joista haihtumista pääsee tapahtumaan

$$\alpha_1 = \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0,7}$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0,2}$$

Kaavassa (25) esiintyvä kerroin, joka huomioi virumisen kehittymisen ajan myötä, laskeaan kaavalla (27).

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0}\right)^{0,3} \quad (27)$$

jossa

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500, \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3, \text{ kun } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

jossa edelleen

$$\alpha_3 = \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0,5}$$

Sementin tyyppin vaikutus virumalukuun voidaan ottaa huomioon käyttämällä kaavassa 0 esiintyvän kertoimen $\beta(t_0)$ terminä t_0 kaavan (28) arvoa.

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^\alpha \geq 0,5 \quad (28)$$

jossa

$t_{0,T}$ on betonin (tarvittaessa) lämpötilakorjattu ikä kuormitushetkellä. Lämpötilakorjaus tehdään tarvittaessa kaavalla (29)

$$\alpha = \begin{cases} -1, \text{ kun sementti on } S - \text{tyyppiä} \\ 0, \text{ kun sementti on } N - \text{tyyppiä} \\ 1, \text{ kun sementti on } R - \text{tyyppiä} \end{cases}$$

Korkean tai matalan lämpötilan vaikutus betonin kovettumisnopeuteen lämpötilavälillä 0...80 celsiusta voidaan ottaa huomioon käyttämällä suuteen t tilalla vastaavissa yhtälöissä lämpötilakorjattua betonin ikää $t_{0,T}$.

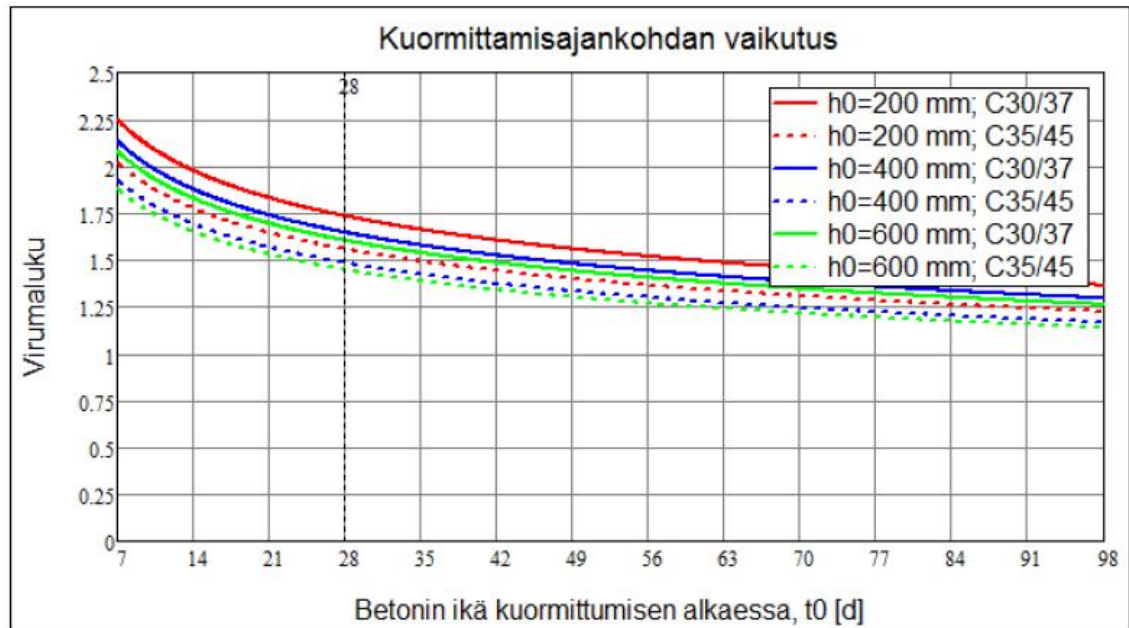
$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}-13,65\right)} \Delta t_i \quad (29)$$

jossa

$T(\Delta t_i)$ on lämpötila [$^{\circ}\text{C}$] aikavälillä Δt_i

Δt_i on aika vuorokausina, jonka betoni on lämpötilassa T

Alla olevassa kuvassa (Kuva 15) on havainnollistettu kuormittamisen alkuajankohdan vaikutusta virumaluvun loppuarvoon.



Kuva 15 Kuormittamisen alkuajankohdan vaikutus virumaluvun loppuarvoon muunnettuilla paksuuksilla 200-600 mm ja betonilujuuksilla C30/37 sekä C35/45, $t=\infty$, $RH=80\%$ ja sementtityyppi N [13].

4.5 Betonin kutistuma

Betonin kutistuminen on luonnollinen ominaisuus, joka liittyy kuivumiseen ja sementin reagoimiseen. Kutistuma voi aiheuttaa rakenteeseen halkeilua ja taipumia. Lisäksi kutistuman aiheuttama halkeilu vaurioittaa rakennetta mittatarkkuuden, ulkonäön, kulutuskestävyyden, säilyvyyden ja muiden loppuominaisuuksien kannalta. Kutistumat ja vauriot voivat tapahtua jo betonin ollessa vain tunteja vanhaa tai vasta viikkojenkin päästä valusta. Kutistumista ei voida kokonaan poistaa, mutta sitä voidaan vähentää merkittävästi.

Betonin kutistuman pääasiallinen syy on kuivuminen. Kun vettä poistuu betonista, sen tilavuus pienenee, mikä johtaa aina kutistumaan. Kutistuminen lisääntyy sementin reagoimisen, koska veden ja sementin muodostama sementtikivi tarvitsee vähemmän tilavuutta kuin reagoimaton sementti ja vesi. Reaktion seurauksena betoni kuivuu sisältä päin

ja näin ollen betoni voi kuivua ja kutistua veden haihtumatta. Tätä sisäisestä kuivumisesta johtuvaa kutistumaa nimitetään autogeeniseksi kutistumiseksi. Haihtumisesta johtuvaa kutistumaa taas nimetään kuivumiskutistumaksi. Näiden kahden kutistuman lisäksi betonin mahdollinen karbonatisoituminen ja lämpötilan aleneminen kutistavat betonia.

Betonin liiallisella kutistumalla on useita seurauksia:

- Halkeamat. Liian suuri ja vääräaikainen kutistuma voi aiheuttaa pahojakin halkeamia rakenteisiin.
- Säilyvyyden heikkeneminen. Liian suuret halkeamat sallivat haitallisten aineiden tunkeutumisen betoniin ja edesauttavat raudoituksen korroosiota.
- Ulkonäön heikkeneminen. Halkeamat voivat pilata rakenteen suunnitellun ulkonäön.
- Taipumat ja käyristymät. Rakenteen epätasainen kutistuminen käyristää rakenteita.

Betonin kutistuma jaetaan varhaisvaiheen kutistumaan sekä pitkäaikaiskutistumaan. Varhaisvaiheen kutistuma on voimakkainta ennen betonin sitoutumista, kun betonin pinnalta pääsee haihtumaan runsaasti kosteutta. Tätä plastisen vaiheen kutistumaa voidaan pienentää merkittävästi heti valun yhteydessä aloitettavalla jälkihoidolla, jolla pyritään estämään kosteuden liian nopeaa haihtumista betonipinnalta.

Pitkäaikaiskutistuma alkaa valun jälkeen ensimmäisen vuorokauden kuluttua ja voi jatkua vuosia. Pitkäaikaiskutistuma on se kutistuma, joka otetaan huomioon suunnittelussa ja jota yleensä käsitellään normeissa ja muussa kirjallisuudessa [15].

4.5.1 Betonin kutistuma Eurokoodin mukaan

Betonin kokonaiskutistuma koostuu kuivumiskutistumasta ja sisäisestä kutistumasta. Kuivumiskutistuma kehittyy hitaasti, koska se riippuu veden siirtymisestä kovettuneen betonin läpi. Sisäinen kutistuma kehittyy betonin kovettuessa ja merkittävä osa siitä kehittyy betonin valun jälkeisinä ensimmäisinä päivinä ja on suoraan verrannollinen betonin lujuuteen. Se on tarpeen ottaa huomioon erityisesti silloin, kun uutta betoni valetaan kovettunutta vanhaa betonia vasten. Kokonaiskutistuma saadaan kaavasta (30).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (30)$$

jossa

ε_{cs} on kokonaiskutistuma

ε_{cd} on kuivumiskutistuma

ε_{ca} on sisäinen kutistuma

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan myötä saadaan kaavasta (31).

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (31)$$

jossa

k_h on alla olevan taulukon (Taulukko 3) mukaisesti muunnetusta paksuudesta h_0 riippuva kerroin, jonka väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti

Taulukko 3 Muunnetun paksuuden vaikutus kertoimeen k_h [13].

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$\beta_{ds}(t, t_0)$ on kuivumiskutistuman ajan huomioiva kerroin yhtälöstä (32)

$\varepsilon_{cd,0}$ on kuivumiskutistuman perusarvo yhtälöstä (33)

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{(t-t_0)}{(t-t_0)+0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (32)$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10MPa}} \right] * 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] 10^6 \quad (33)$$

joissa edelleen

t on betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina

t_s on betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistuman alkaessa (yleensä jälkihoitoajan pituus)

h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus

$$\alpha_{ds1} = \begin{cases} 3, & \text{kun sementti on S - tyyppiä} \\ 4, & \text{kun sementti on N - tyyppiä} \\ 6, & \text{kun sementti on R - tyyppiä} \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} = \begin{cases} 0,13, & \text{kun sementti on S - tyyppiä} \\ 0,12, & \text{kun sementti on N - tyyppiä} \\ 0,11, & \text{kun sementti on R - tyyppiä} \end{cases}$$

RH on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina (ulkorakenteilla RH 80 %)

Sisäinen kutistuma lasketaan kaavalla (34).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) 2,5(f_{ck} - 10\text{MPa}) 10^{-6} \quad (34)$$

jossa

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}}$$

4.5.2 Raudoituksen vaikutus betonin kutistumaan

Teräsbetonin raudoitteiden kutistumaa pienentävä vaikutus voidaan ottaa BY 50, Betoni-normit 2004 –julkaisun mukaan huomioon pääasiassa puristetuissa tai taivutetuissa ra-kenteissa kertomalla ε_{cs} arvolla $(1-10\rho)$ pääasiassa puristetuissa rakenteissa ja $[1-0,6(\rho'/\rho)]$ pääasiassa taivutetuissa rakenteissa. Arvoissa ρ on suhteellinen teräspinta-ala ja ρ' on puristusraudoituksen suhteellinen teräspinta-ala [16].

4.5.3 Kutistumisen vaikutus siltalaatan yläpinnan korjauksessa

Kun betonirakenteeseen valetaan uutta betonia monoliittisesti kiinni vanhaan betoniin, aiheuttaa uuden ja vanhan betonin välinen kutistumaero pakkovoimia rakenteeseen. Pak-kovoimat tulee ottaa huomioon halkeamaleveyksien ja jännitysten laskennassa sekä tar-vittaessa myös rakenteen lujuutta alentavina tekijöinä. Vaikutukset voidaan laskea esi-merkiksi FEM-menetelmillä, joilla kuormien vaikutusta voidaan analysoida ajan funk-tiona. Toinen tapa on tehdä analysointi lineaarisen kimmoteorian mukaan käyttäen tehol-lisia kimmokertoimia, jotka saadaan kaavasta (43) Taulukko 5:n mukaisia kutistumalle tarkoitettuja a-kertoimia käyttäen. Kuormituksen alkamisajankohta t_0 uudelle betonille on jälkihoidon päättymisajankohta ja vanhalle betonille rakenteen ikä korjausta tehdessä.

Kutistuman vaikutukset tulee laskea vähintään sillan käyttöönoton ajankohtana ja loppu-tilanteessa eli ajanhetkellä ääretön. Tarvittaessa lasketaan muitakin ajankohtia. Kutistu-man suuruus arvioidaan kaavan (30) mukaan ja eri ajankohdilla vallitseva jännitys voi-daan laskea kaavan (35) avulla [6].

$$S_s(t) = S_{smax} \beta_{ds}(t, t_s) \quad (35)$$

jossa

$S_s(t)$ on kutistumasta johtuva pakkovoima ajankohtana t

$\beta_{ds}(t, t_s)$ on kerroin, joka kuvaa kuivumiskutistuman kehittymisen ajan myötä, las-ketaan kaavalla (32)

S_{smax} on kuivumiskutistumasta aiheutuva suurin pakkovoima

t on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana, $t > t_s$

t_s on jälkihoidon päättymisajankohta, yleensä 6 vrk

Alla olevaan taulukkoon (Taulukko 4) on laskettu valmiiksi eräitä tapauksia.

Taulukko 4 Kutistuman aiheuttamien pakkovoimien kehittyminen ajan mukana eri paksuisilla valuilla.

t	100 mm	150 mm	200 mm	500 mm	1000 mm	1500 mm
30 vrk	$S_{smax} * 0,38$	$S_{smax} * 0,25$	$S_{smax} * 0,18$	$S_{smax} * 0,05$	$S_{smax} * 0,02$	$S_{smax} * 0,01$
90 vrk	$S_{smax} * 0,68$	$S_{smax} * 0,53$	$S_{smax} * 0,45$	$S_{smax} * 0,15$	$S_{smax} * 0,06$	$S_{smax} * 0,03$
1 v	$S_{smax} * 0,90$	$S_{smax} * 0,83$	$S_{smax} * 0,75$	$S_{smax} * 0,45$	$S_{smax} * 0,20$	$S_{smax} * 0,15$
3 v	$S_{smax} * 0,97$	$S_{smax} * 0,94$	$S_{smax} * 0,90$	$S_{smax} * 0,70$	$S_{smax} * 0,45$	$S_{smax} * 0,30$
30 v	$S_{smax} * 1,00$	$S_{smax} * 1,00$	$S_{smax} * 1,00$	$S_{smax} * 0,95$	$S_{smax} * 0,90$	$S_{smax} * 0,80$
Ääretön	$S_{smax} * 1,00$	$S_{smax} * 1,00$	$S_{smax} * 1,00$	$S_{smax} * 1,00$	$S_{smax} * 1,00$	$S_{smax} * 1,00$

4.6 Lämpömuodonmuutokset

Rakenteeseen aiheutuu jännityksiä rakenteen eri osien välisistä lämpötilaeroista. Rakenteeseen syntyy halkeamia, jos jännitykset ovat suurempia kuin betonin vetolujuus.

Siltarakenteen koostuessa eri materiaaleista, syntyy rakenteen rajakohtiin jännityksiä johtuen materiaalien erilaisista pituuden lämpötilakertoimista. Teräsbetonissa kuitenkin teräs ja betoni toimivat hyvin yhdessä, koska niillä on sama pituuden lämpötilakerroin $10 \cdot 1/C^\circ \cdot 10^{-6}$. Näitä arvoja käytetäänkin tavallisesti teräsbetonisten siltojen rakenneanalyysissä.

Rakenteet on suunniteltava siten, että lämpötilasta aiheutuvat muodonmuutokset pääsevät tapahtumaan. Pintavalujen halkeilun estämiseksi on suotavaa, että vanhan alustan lämpötila on valuhetkellä uutta massaa korkeampi [17].

4.7 Leikkaus eri aikaan valettujen betonien rajapinnassa

Eri aikaan valettujen betoniosien väliseen rajapintaan muodostuu leikkausjännitystä mm. osien välisten kutistumaerojen johdosta. Rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen edellytetään täyttävän kaavan (36) mukaisen ehdon.

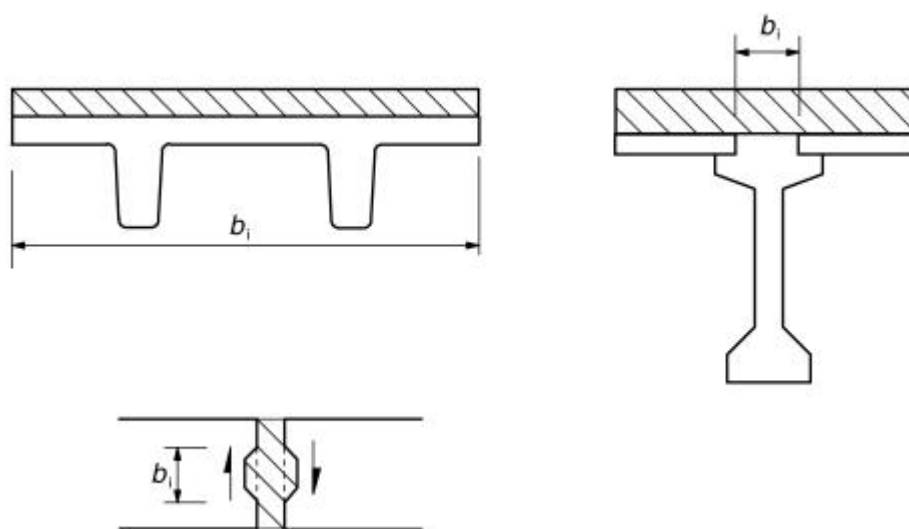
$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (36)$$

Rajapinnassa vaikuttava leikkausjännityksen mitoitusarvo v_{Edi} lasketaan kaavasta (37).

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed}(z b_i) \quad (37)$$

jossa

β	on uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella, molemmat laskettuina samassa kohdassa
V_{Ed}	on rakenneosan leikkausvoima
z	on koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
b_i	on rajapinnan leveys, esimerkkejä rajapinnoista on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 16)



Kuva 16 Esimerkkejä rajapinnan leveyksistä b_i [7].

V_{Rdi}	on rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan kaavasta (38)
-----------	--

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fd} \quad (38)$$

jossa

c ja μ	ovat rajapinnan karheudesta riippuvia kertoimia, jotka määräytyvät seuraavasti
--------------	--

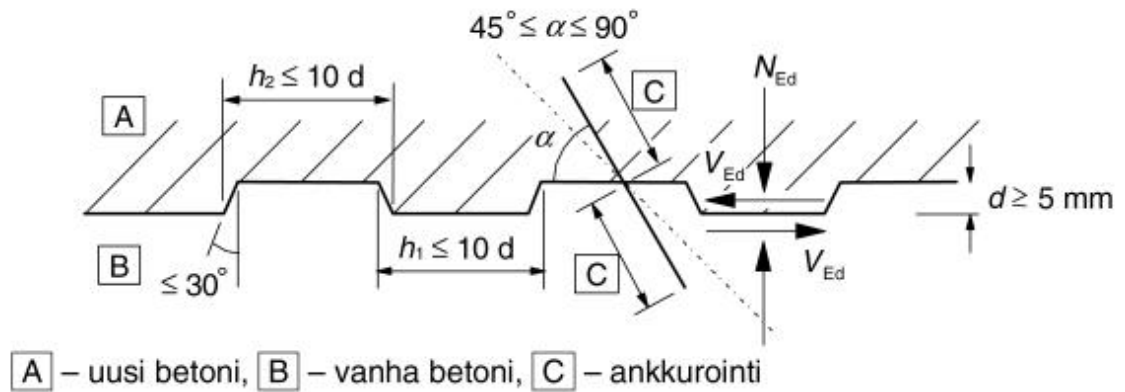
- Hyvin sileä: $c=0,025 \dots 0,10$ ja $\mu=0,5$
- Sileä: $c=0,20$ ja $\mu=0,6$
- Karhea: $c=0,40$ ja $\mu=0,7$
- Vaarnattu: $c=0,50$ ja $\mu=0,9$

σ_n	on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesti ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys,
------------	---

puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6f_{cd}$ sekä veto negatiivisena. Kun σ_n on vetoa, tulolle cf_{ctd} käytetään arvoa nolla

ρ on A_s/A_i , jossa A_s on rajapinnan läpi kulkevan raudituksen poikkileikkausala, johon kuuluu mahdollinen tavallinen leikkausraudoitus, joka on ankkuroitu riittävästi rajapinnan kummallekin puolelle ja A_i on rajapinnan pinta-ala

α määritellään alla olevasta kuvasta (Kuva 17) ja rajoitetaan välille $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$



Kuva 17 Vaarnattu työsauma [7].

v on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin kaavasta (39)

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (39)$$

f_{ctd} on vetolujuuden mitoitusarvo kaavasta (40)

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (40)$$

jossa edelleen

γ_c on betonin osavarmuusluku

α_{ct} on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta riippuvat epäedulliset tekijät

$f_{ct,0.05}$ on betonin ominaisvetolujuuden 5 % fraktiili.

4.8 Tehollinen kimmokerroin

Materiaalin kimmokerroin tai kimmomoduuli (Young's modulus) E kuvastaa sen jännityksen ja venymän välistä yhteyttä ja määritellään niiden suhteena $E=\sigma/\epsilon$. Betonin kimmokerroin riippuu betonin aineosien, sementtikiven ja kiviaineksen kimmokertoimista [14].

Suomessa betonissa käytettävä kiviaines on yleensä kvartsiittipitoista. Tämän tyyppisen betonin mitoituksessa käytettävä kimmokertoimen keskimääräinen arvo E_{cm} , joka tarkoittaa jännitystasojen $\sigma_c = 0$ ja $0,4f_{cm}$ välistä sekanttiarvoa, saadaan kaavasta (41).

$$E_{cm} = 22GPa * \left(\frac{f_{cm}}{10MPa}\right)^{0,3} \quad (41)$$

Tarvittaessa voidaan kimmokertoimen muutosta ajan suhteen arvioida kaavalla (42).

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} E_{cm} \quad (42)$$

Jossa $E_{cm}(t)$ ja $f_{cm}(t)$ ovat t vuorokauden ikää vastaavat arvot ja E_{cm} ja f_{cm} ovat 28 vuorokauden ikää vastaavat arvot [7].

Betonin kimmokertoimeen vaikuttaa myös betonin ikä ja viruminen. Pitkäaikaisten kuormien vaikutuksia laskettaessa tulee ottaa huomioon betonin virumisen vaikutus pakko-voimiin ja kuormien jakaantumiseen. Tämä voidaan tehdä joko FEM-ohjelmalla, jossa on epälineaarinen ajasta riippuva materiaalimalli, tai tavanomaisemmin tekemällä laskenta käyttämällä tehollisia kimmokertoimia. Tehollisten kimmokerrointen määrittämisessä tarvittavan virumaluvun määrittäminen on esitetty luvussa 4.4. Teholliset kimmokertoimet saadaan kaavasta (43) [6].

$$E_{cG,eff} = \frac{E_{cm}}{1+a*\varphi(t,t_0)} \quad (43)$$

jossa

$E_{cG,eff}$ on tehollinen kimmokerroin ajankohtana t

E_{cm} on lyhytaikainen kimmokerroin

$\varphi(t,t_0)$ on virumaluku kaavan (25) mukaan ajankohdalla t

a on taulukosta saatava kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin

Taulukko 5 Tehollisen kimmokertoimen laskennassa käytetyn kertoimen α arvoja [6].

	Betonin ikä kuormituksen alkaessa tai muuttuessa			
Kuorma	0-28 vrk	28-365 vrk	1-3 v	yli 3 v
Kutistumasta tai muusta muodonmuutoksesta syntyvä vaikutus, joka etenee kaavan 0 kertoimen $\beta_{ds}(t, t_0)$ mukaan	0,52	0,75	0,9	1,1
Pysyvän kuorman virumasta tai muusta muodonmuutoksesta syntyvä vaikutus, joka etenee kaavan 0 kertoimen $\beta_c(t, t_0)$ mukaan	0,52	0,52	0,7	0,9
Hydrataatiolämpötilaerosta johtuva kuorma tai pakkovoima	0,85	1	1,1	1,1
Jännevoiman vaikutuksesta syntyvä kuorma tai pakkovoima, kun poikkileikkauksesta poistetaan betonia	0,52	1,1	1,1	1,1
Oman painon vaikutus kuorman siirtymässä rakenteelle yhtäkkiä, esimerkiksi tuenta puretaan	1,1	1,1	1,1	1,1

Rakenteen tehollista kimmokerrointa voidaan suurentaa ottamalla huomioon teräsbetonin raudoituksen vaikutus. Puristetulla rakenteella tehollinen kimmokerroin saadaan kaavasta (44).

$$E_{cmi} = (E_{cm}[(n - 1)A_s + A])/A \quad (44)$$

jossa

E_{cmi} on puristetun teräsbetonirakenteen tehollinen kimmokerroin raudoituksen vaikutus huomioon otettuna

E_{cm} on betonin tehollinen kimmokerroin

A on poikkileikkauksen sivumittojen mukaan laskettu pinta-ala

E_s on teräksen kimmokerroin

$$n = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (45)$$

Taivutetulla rakenteella tehollinen kimmokerroin saadaan kaavasta (46).

$$E_{cmii} = (E_{cm}[(n - 1)I_{Sii} + I])/I \quad (46)$$

jossa

E_{cmi}	on taivutetun teräsbetonirakenteen tehollinen kimmokerroin raudoituksen vaikutus huomioon otettuna
I	on poikkileikkauksen sivumittojen perusteella laskettu jäyhyysmomentti
I_s	on poikkileikkauksessa olevien betoniterästankojen jäyhyysmomentti niiden painopisteen suhteen
y_s	on poikkileikkauksen betoniterästankojen painopisteen ja raudoitetun poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys
I_{sii}	saadaan kaavasta (47)

$$I_{sii} = I_s + A_s y_s^2 \quad (47)$$

4.9 Betonin pitkäaikaisten muodonmuutosten vaikutus rakenteiden mitoittamiseen

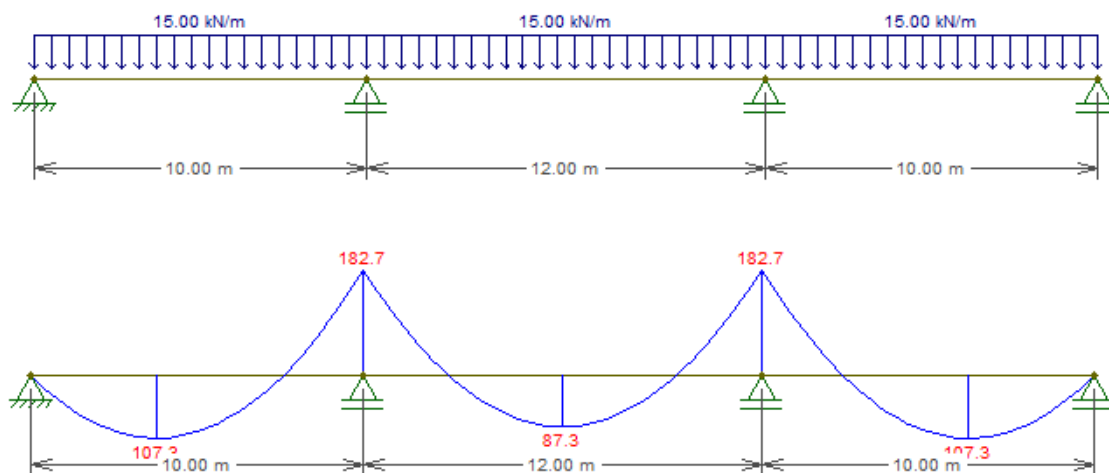
Betonin pitkäaikaisilla muodonmuutoksilla on vaikutusta kuormien jakaantumiseen uuden ja vanhan betonin välillä. Vaikutus on merkittävä lähinnä käyttörajatilassa. Murtorajatilassa rakenne toimii yleensä kuin ehjä betoni. Koska kuormien jakaantuminen muuttuu ajan myötä, on tarkastelut tehtävä eri vaiheissa. Kriittisimpiä vaiheita ovat purkutyöt, etenkin, kun osa sillasta on korjaustöiden aikana kuormitettuna.

Valmiissa teräsbetonisillassa riittää yleensä, että murto- ja käyttörajatilatarkastelut tehdään sillan käyttöönoton ajankohtana ja aikana, jolloin viruminen ja kutistuminen ovat käytännössä päättyneet. Muissa vaiheissa mitoituksen kannalta merkittävät tarkastelut koskevat lähinnä halkeilua ja jännitysten rajoittamista, joissa mitoitus ei ole yhtä kriittinen.

Kutistuman ja sitoutumislämmön aiheuttamat rasitukset voidaan jättää murtorajatilassa huomiotta, kunhan teräsbetonisilla laatoilla ja palkeilla on riittävästi muodonmuutoskapasiteettia [6].

5. LASKENNALLISET TARKASTELUT

Tasaisesti kuormitetussa jatkuvassa palkissa tai laatasta taivutusmomentti jakautuu alla olevan kuvan (Kuva 18) mukaisesti. Tämä tarkoittaa sitä, että tukialueilla rakenteen yläpinnassa on vetoa ja alapinnassa puristusta. Kenttien keskialueella taas veto siirtyy rakenteen alapintaan ja puristus yläpintaan.



Kuva 18 Esimerkki tasaisesti kuormitetun vapaasti tuetun jatkuvan palkin taivutusmomenttijakauman muodostumisesta.

Kun korjattavasta sillasta puretaan yläpinnan betonia tarpeeksi paljon, tullaan tilanteeseen, jossa yläpinnan raudoitus paljastuu. Kun betonia puretaan tarpeeksi pitkältä matkalta, terästen ei enää voida olettaa vastaanottavan rakenteen yläpintaan muodostuvia vetojännityksiä. Teräsbetonirakenteiden suunnittelussa betonilla ei oleteta olevan ollenkaan vetolujuutta vaan se vastaanotetaan kokonaisuudessaan teräksillä. Tämä tapa mahdollistaa sen, että betoni voidaan sallia halkeavan.

Teoreettisesti tämä tarkoittaa sitä, jos sillan kannen pintabetoni puretaan koko sillan kannelta kerralla, ei kannen yläpinnalla ole ollenkaan vetolujuutta. Tukialuilla, joissa veto on rakenteen yläpinnassa, tämä aiheuttaa jatkuvaan rakenteeseen tilanteen, jota ei voida sallia. Tällöin rakennemalli muuttuu siten, ettei sitä voi enää käsitellä jatkuvana rakenteena, vaan sen voidaan ajatella koostuvan useasta peräkkäisestä yksiaukkoisesta rakenteesta. Tämän vuoksi pintabetonin purkua voidaan suorittaa vain sellaiselta osalta kantta, että ehjäksi jäävä osa pystyy vastaanottamaan koko sillan korjauksen aikaiset kuormat.

Tutkimuksessa tarkastellaan aluksi kolmiaukkoista palkkimallia käsin laskennalla, jotta saadaan ymmärrystä ilmiöstä. Tämä jälkeen tarkastellaan LUSAS-ohjelmalla case-kohde Haaga-Metsälä silta nro 2. Tarkasteltavana on tapaukset, joissa pintabetoni uusitaan kahdessa tai neljässä vaiheessa.

5.1 Palkkimalli

Rakennemallina käytetään yllä olevan kuvan (Kuva 18) mukaista jatkuvaa palkkia. Palkin korkeus on 1200 mm ja leveys 500 mm. Betonin kimmokerroin on 33 GPa. Tasaisena viivakuormana on 15 kN/m, joka vastaa kyseisen palkin omaa painoa teräsbetonin tilavuuspainon ollessa 25 kN/m³. Palkki otaksutaan halkeamattomaksi.

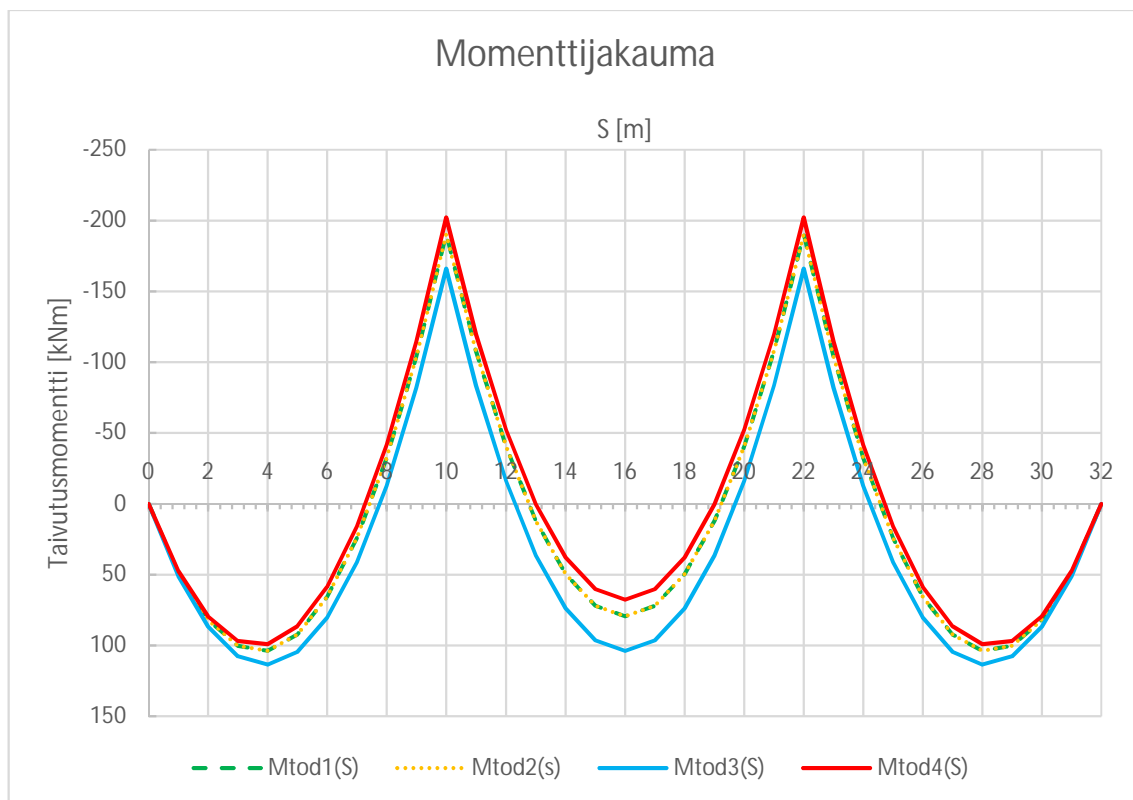
Palkista lasketaan momentit metrin välein ykkösvoimamenetelmällä, joka huomioi palkin muuttuvan taivutusjäykkyyden (EI) ja tämän jälkeen lasketaan taipumat samoissa pisteissä integroimalla kahdesti palkin kaarevuuden likiarvoa $v''(x)$ kaavojen (48), (49) ja (50) mukaisesti [18].

$$v''(x) \approx -\frac{M_t(x)}{EI(x)} \quad (48)$$

$$v'(x) \approx -\int \frac{M_t(x)}{EI(x)} dx \quad (49)$$

$$v(x) \approx -\iint \frac{M_t(x)}{EI(x)} dx dx \quad (50)$$

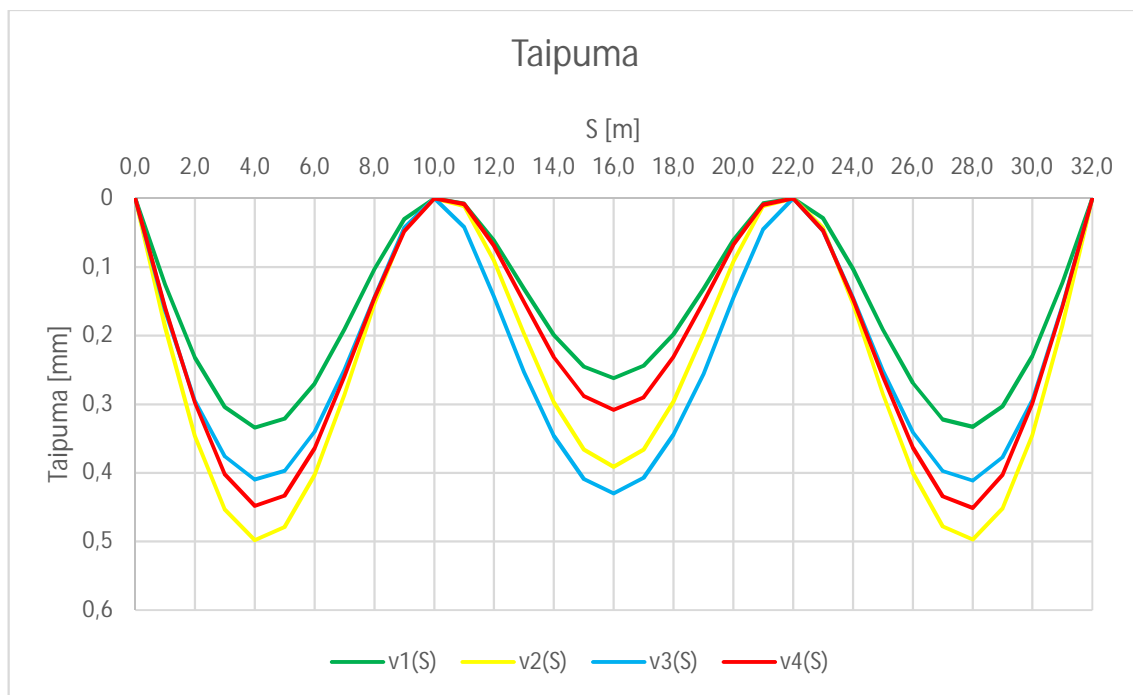
Palkin momenttijakaumat ja taipumat tarkastellaan neljässä eri tapauksessa. Ensimmäisessä tapauksessa palkki on täysin purkamaton. Tapauksessa 2 palkin yläpinnasta on poistettu betonia 150 mm koko palkin matkalta. Tapauksessa 3 palkista on purettu betonia 150 mm tukialueilta kenttien neljännesosapisteisiin asti. Tapauksessa 4 taas betonia on poistettu 150 mm kentän kahdelta keskimmäiseltä neljännesosalta.



Kuva 19 Momenttijakaumat.

Yllä olevasta kuvasta (Kuva 19) nähdään, että momenttijakaumat ovat samat tapauksissa 1 ja 2. Näin kuuluukin olla, koska molemmissa tapauksissa palkit ovat tasajäykkiä. Tapauksessa 3 taas palkki on jäykempi kentissä, joten niihin kerääntyy enemmän momenttia. Tukialueilla taas vastaavasti momentit ovat pienempiä kuin tapauksissa 1 ja 2.

Tapauksessa 4 taas käy päinvastoin kuin tapauksessa 3 ja tukialuilta jäykempi palkki kerää enemmän momenttia tukien kohdalle ja vähemmän momenttia kenttiin verrattuna tapauksiin 1 ja 2.



Kuva 20 Taipumat.

Ylläolevasta kuvasta (Kuva 20) nähdään, että pienimmät taipumat kaikissa aukoissa saavutetaan tapauksessa 1. Maksimi taipumat taas saavutetaan reunakenttiin tapauksesta 2 ja keskikenttään tapauksesta 3, jossa palkkia on purettu tukialueilta. Reunakenttiin taas tapauksesta 3 aiheutuu toiseksi pienimmät taipumat.

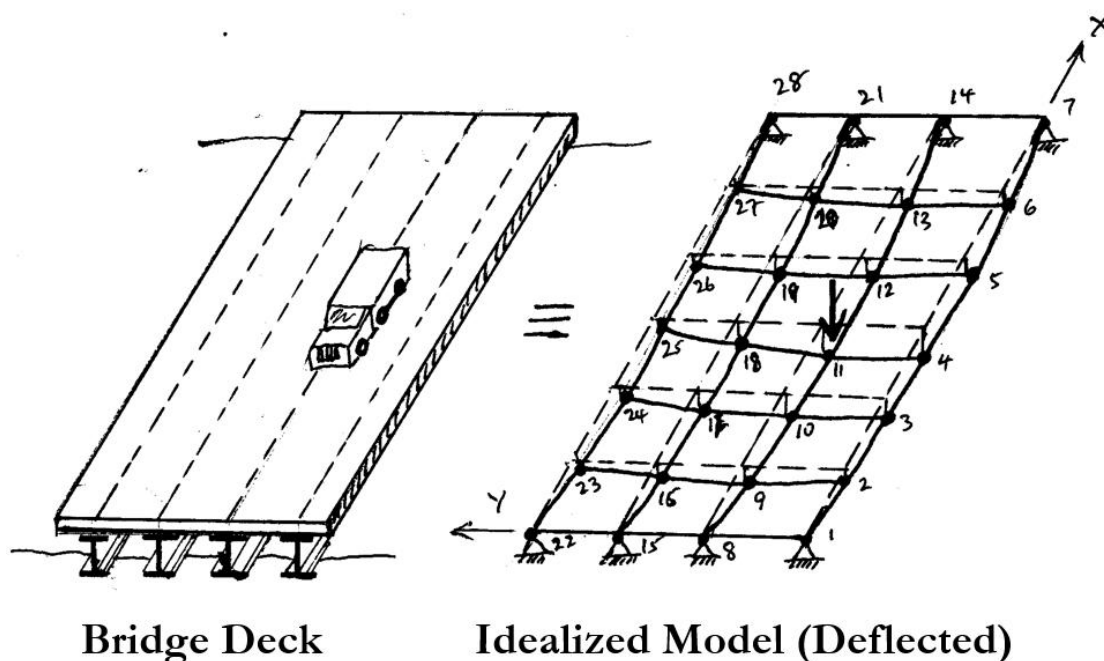
Tämän perusteella jännesuhteiden ollessa 1,0:1,2:1,0 kannen yläpinnan purkaminen koko sillan matkalta ei lisää huomattavasti kannen taipumia vaan voi olla joissain tapauksissa jopa parempi vaihtoehto kuin osittainen purku.

5.2 Arinamalli

Työssä käytetään laskennassa LUSAS-ohjelmaa. Malliksi valikoitui arinamalli, jossa rakenne mallinnetaan ristikkäin kulkevin jäykästi päistään kiinnitettyinä palkkielementteinä. Jokainen elementti vastaa tietyn kokoista palaa kansirakennetta ja sille annetaan sitä vastaavat materiaali- ja geometria-ominaisuudet eri suunnissa. Taivutus- ja vääntöjäykkyyksien oletetaan olevan kaikilla alueilla keskittynyt lähimpään arinasauvaan. Tuet sijoitetaan pistemäisesti solmukohtiin. Laatan pituussuuntaista jäykkyyttä kuvataan pituussuuntaisilla elementeillä ja poikittaissuuntaista jäykkyyttä poikittaissuuntaisilla elementeillä. Muodonmuutokset palkin päissä ovat yhteydessä taivutus- ja vääntömomentteihin taivutus- ja vääntöjäykkyyksien kautta. Laatan tasapainoehtojen johdosta pitää vääntömomentin olla identtinen kohtisuorissa suunnissa.

Arinamallia käytetään yleisimmin siltakohteissa, joissa kannen jäykkyys on erilainen eri suunnissa. Hyvänä esimerkkinä on liittorakenteinen kansilaatta. Tällöin pituussuuntaisen jäykkyyden määrää teräspalkkien ja betonilaatan liittorakenne. Poikkisuunnassa taas

jäykkyyden määrää pelkkä betonilaatta. Alla olevassa kuvassa (Kuva 21) on esimerkki yksinkertaisesta arinamallin muodostamisesta liittorakenteiselle sillan kannelle.



Kuva 21 Arinamallin muodostaminen [19].

Vaikka työssä tutkittava silta onkin laattasilta, niin arinamalli soveltuu parhaiten rakenteen mallintamiseen, koska betonipeitteen purku muuttaa rakenteen jäykkyyttä eri tavoilla pituus- ja poikkisuunnassa. Tämä johtuu siitä, että purkualue on koko sillan pituussuuntainen, jolloin yläpinnan pituussuuntaisten raudoitusten jännitys vapautuu kokonaan purettavalla alueella. Kuitenkin, jos poikkisuuntainen raudoitus on jatkuva koko sillan poikkisuunnassa, voidaan olettaa, että raudoitteiden jännitys tässä suunnassa ei vapaudu ja täten jäykkyys pituus- ja poikkisuunnassa ei muutu samalla tavalla.

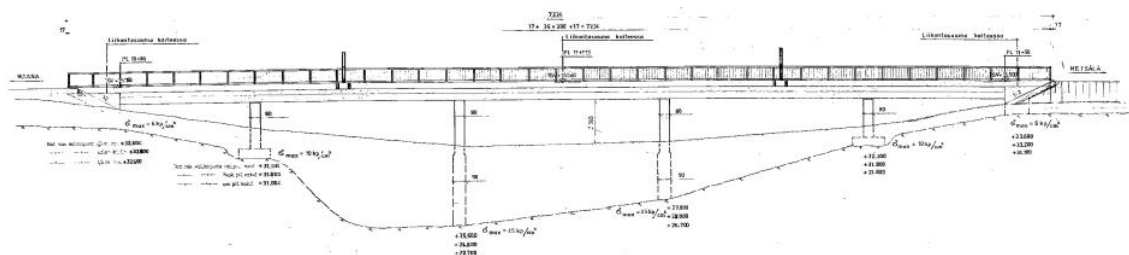
Kun sillan kantta tarkastellaan arina-analogialla, noudatetaan viittä askelta, jotta saadaan mitoituksessa käytettäviä voimasuureita [19]:

1. Todellinen kansirakenne muunnetaan sitä vastaavaksi arinaksi.
2. Arvioidaan kansirakennetta vastaavat ominaisuudet arinasauvoille.
3. Sovelletaan ja siirretään kuormat arinan solmupisteille.
4. Voimien reaktioiden ja suunnittelukuormitusyhdistelmien määrittäminen.
5. Tulosten tulkinta.

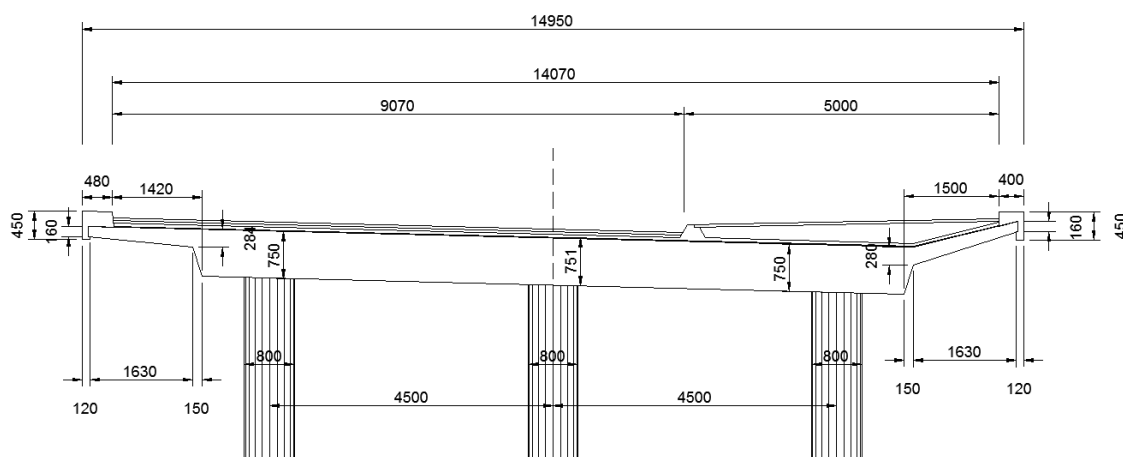
Laskennassa käytetty elementtityyppi LUSAS-ohjelmassa on 2D Engineering Grillage Thick Beam Element. Elementti on kaksiulotteinen suora arinaelementti, joka huomioi leikkausmuodonmuutokset. Geometriset ominaisuudet ovat vakiot koko elementin matkalla.

5.3 Case-kohde Haaga-Metsälä silta nro 2

Tarkemmat laskelmat tehdään case-kohteen avulla. Kohteena on Haaga-Metsälä silta nro 2. Silta on vuonna 1971 suunniteltu teräsbetoninen jatkuva laattasilta ja se sijaitsee Helsingin Oulunkylässä Metsäläntiellä. Silta on viisiaukkoinen (10,5 m + 15 m + 15 m + 15 m + 10,5 m), kokonaispituudeltaan noin 72 m pitkä ja kannen pituus on 66 m. Alla olevissa kuvissa on esitetty sillan yleiskuva (Kuva 22) ja poikkileikkaus (Kuva 23).



Kuva 22 Haaga-Metsälä silta nro 2 yleiskuva.

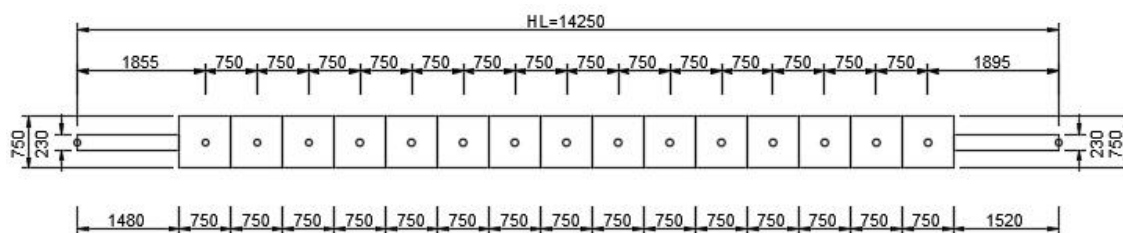


Kuva 23 Haaga-Metsälä silta nro 2 poikkileikkaus.

Sillan materiaaleina ovat betoni AK 350 ja harjateräs A 40 H. Betonin lujuusluokka vastaa nykyohjeiden mukaista betonia C28/35 ja teräksen A 40 H laskentalujuus on 400 MPa ja kimmokerroin 200 GPa [20]. Suojaavana betonikerroksena on reunapalkeissa 35 mm ja muualla 20 mm. Korjausvalun betonilla on tässä työssä oletettu olevan samat materiaaliominaisuudet kuin vanhan rakenteen betonilla.

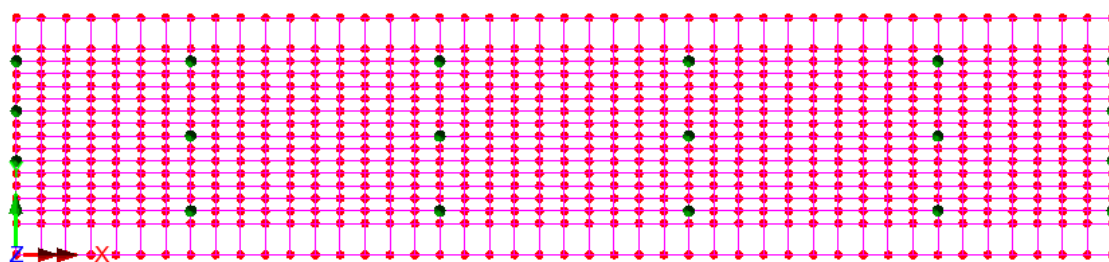
5.3.1 FEM-malli

LUSAS-malliin sillan poikkileikkausta yksinkertaistetaan alla olevan kuvan (Kuva 24) mukaiseksi. Kuvassa olevat pallot kuvaavat poikkisuuntaisten arinasauvojen sijaintia ja ne on poikkisuunnassa valittu siten, että solmupisteet osuvat sillan tukien kohdille. Poikkisuunnassa arinasauvojen jako on 1500 mm koko sillan matkalla.



Kuva 24 Haaga-Metsä silta nro 2 LUSAS-arinamallin poikkileikkaus.

LUSAS-mallin arinaverkko on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 25).

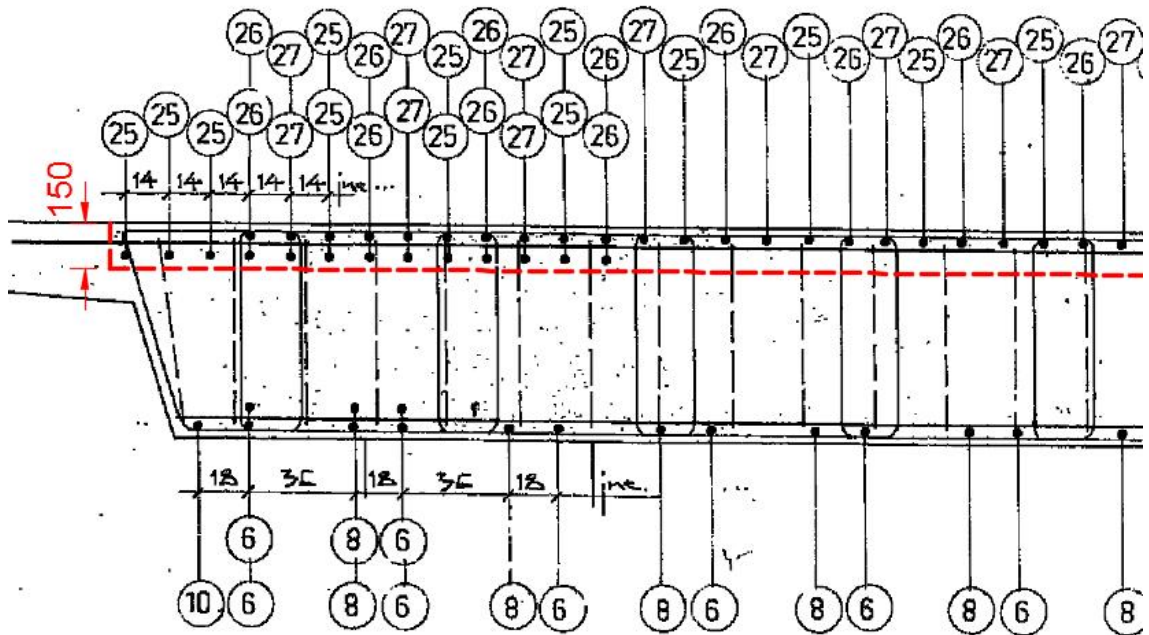


Kuva 25 LUSAS-mallin arinaverkko.

LUSAS-malliin ulokelaatoille ei mallinneta pituussuunnan toimintaa, vaan ne mallinnetaan ulokepalkkeina, jotka siirtävät kuormat kansilaatalle.

Reunapalkit mallinnetaan none-elementeillä, joten ne eivät vastaanota kuormia. Reunapalkkien omapaino mallinnetaan viivakuormana uloimmille pituussuuntaisille arinasauvoille.

Purkualueet kuvataan mallissa siten, että niiden poikkileikkauksen korkeutta pienennetään 150 mm, joka määräytyy sillan alkuperäisten raudoituskuvien perusteella siten, että betonia puretaan koko yläpinnasta tasaisesti niin paljon, että joka kohdassa rakennetta raudoitteiden alle jää vähintään alimman tangon halkaisijan verran tyhjää tilaa. Purkusyvyyttä on havainnollistettu alla olevassa kuvassa (Kuva 26). Koska kaikkien yläpinnan terästen jännitysten oletetaan vapautuvan rakenteen toiminta pituussuunnassa purettulla alueella muistuttaa jatkuvan palkin sijasta montaa peräkkäistä yksiaukkoista palkkia, mallinnetaan tukien kohdalle sekä purkualueen reunoille nivel. Nivelellä kuvataan tilannetta, jossa rakenteen vedetyn puolen raudoitusten jännitys on vapautunut ja näin ollen rakenne menettää siinä kohtaa jäykkyytensä, kun se oletetaan haljenneeksi ja betonille ei oleteta vetolujuutta. Purettujen alueiden vääntöjäykkyys poistetaan tukialuilta ja korjausalueen reunoilta, jotta kuormat eivät siirry väännön kautta eri osien välillä.



Kuva 26 Purkusyvyyden määrittäminen.

Tuet mallinnetaan pistetukina, jotka näkyvät yläpuolisessa kuvassa (Kuva 25) vihreinä ympyröinä. Tukilinjoiilla 1, 2, 5 ja 6 ovat laakerit, joten niissä on sallittu kiertymät kaikissa suunnissa ja liike sillan pituussuunnassa. Tukilinjoiilla 3 ja 4 pilarit ovat jäykästi kiinni kansilaatassa, joten kaikki kiertymät ja suunnat ovat estettyjä.

Arinamallissa rakenne mallinnetaan toisiinsa jäykästi liittyvinä palkkeina. Tällöin LUSAS-ohjelma laskee palkkien vääntöjäyhyyden palkkiteorian mukaan. Mallinnettaessa laattarakennetta palkeilla, palkit eivät pääse kiertymään samalla tavalla kuin yksittäinen palkki kiertyisi. Tästä syystä vääntöjäyhyyttä tulee muokata manuaalisesti, jotta se vastaisi laattamaisen rakenteen arvoa. Rakenteen keskellä olevilla elementeillä rakenne voidaan olettaa olevan kiinnitettynä kahdelta sivultaan vierekkäisiin elementteihin. Reunimmaisissa elementeissä taas yhdeltä sivultaan. Käytettävä vääntövakion (torsional constant) J arvo saadaan keskellä rakennetta kaavasta (51) ja rakenteen reunimmaisissa elementeissä kaavasta (52) [21]. Puretun alueen reunoilla ja tukialueilla vääntövakioksi asetetaan hyvin lähellä nollaa oleva arvo.

$$J = \frac{bd^3}{6} \quad (51)$$

$$J = \frac{(b-0,3d)d^3}{6} \quad (52)$$

joissa

b on elementin leveys

d on elementin korkeus

5.3.2 FEM-mallin kuormat

Tarkasteltaessa korjauksen aikaista tilannetta LUSAS-mallilla pyritään kuormat pitämään mahdollisimman yksinkertaisina. Kuormina ovat rakenteiden omat painot, korjattavan alueen työkuormat sekä Siltojen kantavuuslaskentaohjeesta löytyvä vuoden 2013 ajoneuvoasetuksen mukaiset AA-kuormakaaviot.

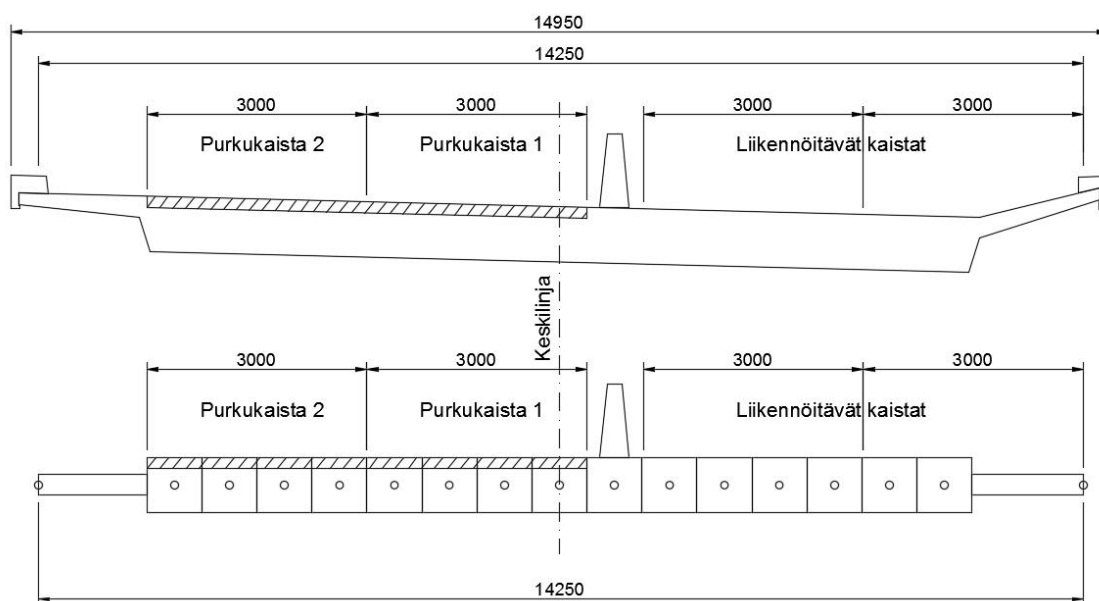
Korjauksen jälkeistä tilannetta tarkasteltaessa käytetään ehjän rakenteen mallia. Tarkastellaan rakenteiden omat painot, Siltojen kuormat-ohjeen (1982) mukaiset mitoituskuormat (LIITE A). Mallista saatavien tulosten perusteella lasketaan käsin rakenteen eri osissa vallitsevia jännityksiä eri ajankohtina rakentamisjärjestys huomioiden.

5.3.3 Toiminta korjauksen aikana

Korjauksen aikaisessa tilanteessa on tarkasteltu LUSAS-ohjelmalla neljää eri tapausta.

1. Ehjä rakenne.
2. Purkukaista 1 purettu.
3. Purkukaista 2 purettu.
4. Molemmat purkukaistat purettu.

Toisen puolen purkamisesta ei ole tehty erillisiä tutkimuksia, koska sillan yksinkertaistettu poikkileikkaus on lähes symmetrinen keskilinjan suhteen. Näin ollen ensimmäisen puolen purun tuloksia voidaan käyttää peilikuvana kuvaamaan myös toisen puolen purkaa. Alla olevassa kuvassa (Kuva 27) on esitetty, miten purettavat kaistat sijoittuvat sekä todelliseen että mallinnettuun poikkileikkaukseen.



Kuva 27 Purkukaistojen sijoitus poikkileikkaukseen.

Purettaessa sillan kannen pinnasta betonia, pienenee purettavan osan poikkileikkauksen korkeus ja jäykkyys. Tällöin kuormien pysyessä vakiona jännityksiä siirtyy puretulta osalta jäykemmälle purkamattomalle osalle. Tukialueilla oletetaan kaikkien yläpinnan vetoterästen jännitysten vapautuvan ja rakenteen halkeavan. Tällöin kaikki jännitykset puretulta osalta tukialuetta siirtyvät purkamattomalle osalle ja kenttiin.

5.3.4 Toiminta korjauksen jälkeen

Murtorajatilassa rakenteen voidaan olettaa toimivan kuten ehjä rakenne, kunhan sillä on tarpeeksi muodonmuutuskapasiteettia, joten tarkastellaan käyttörajatilaa.

Korjauksen jälkeisessä tilanteessa tarkastellaan käsin laskennalla rakenteen eri osien jännityksiä eri ajan hetkillä LUSAS-mallista saatujen tulosten avulla.

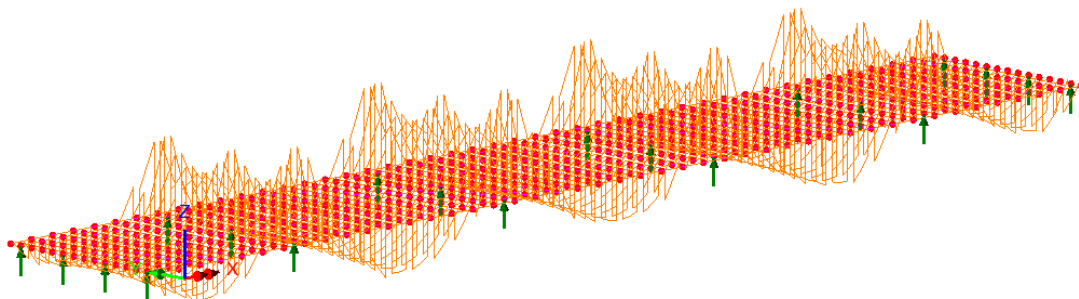
Korjauksen jälkeen siltaa kuormittaa oman painon lisäksi liikennekuormat. Omat painot jakaantuvat edelleen samalla tavalla vanhan ja uuden osan muodostaman liittorakenteen ja vanhan rakenteen välillä kuin korjauksen aikaisessa tilanteessa. Liikennekuormat taas kuormittavat liittorakennetta, jossa pohjalla on omien painojen aiheuttamat kuormitukset.

6. TULOKSET JA NIIDEN TARKASTELU

Työssä on tarkasteltu kolme eri tapausta betonipeitteen uusimiseksi. Ensimmäisessä tapauksessa, joka on esitetty kohdassa 6.1, kannen yläpinnan betonipeite puretaan ja uusitaan kahdessa vaiheessa. Tällöin korjattavana olevalta sillan puoliskolta uusitaan kerralla koko kansilaatan yläpinnan betonipeite.

Toisessa ja kolmannessa tapauksessa, jotka ovat esitetty kohdassa 6.2, korjausvaiheita on neljä. Tällöin korjattava olevan sillan puoliskon betonipeite puretaan ja uusitaan kahdessa eri vaiheessa.

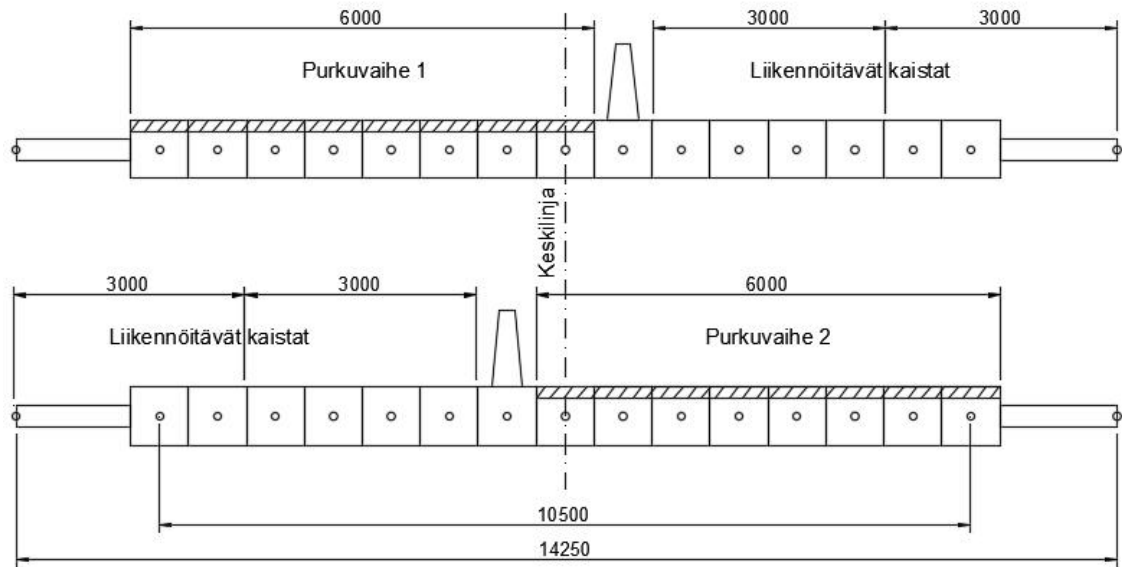
Molemmissa tapauksissa on tutkittu momenttien sekä jännitysten uudelleen jakaantumista sillan poikkisuunnassa tukilinjalla 3 sekä keskikentän keskikohdassa. Alla olevassa kuvassa (Kuva 28) on esimerkki arinamallin rasiusten jakautumisesta, kun rakennetta kuormittaa pelkästään sen korjauksen aikaiset omat painot. Tuloksia tarkasteltaessa on hyvä huomioida, että tässä työssä tarkastelluissa tapauksissa korjaustoimenpiteet ovat hyvin raskaita ja käytännössä usein huomattavasti kevyempiä.



Kuva 28 Momentin M_y jakautuminen arinamallin pituussuuntaisissa arinasauvoissa. Kuormana korjauksen aikaiset omat painot.

6.1 Kannen betonipeitteen uusiminen kahdessa vaiheessa

Tarkastellaan aluksi tapausta 1, jossa purkuvaiheita on kaksi. Tällöin korjauksen alla olevan sillan puoliskon betonipeite puretaan koko alueelta samanaikaisesti. Alla olevassa kuvassa (Kuva 29) on esitetty purkualueen ja liikennöitävien kaistojen sijainnit LUSAS-poikkileikkauksessa molemmissa purkuvaiheissa.

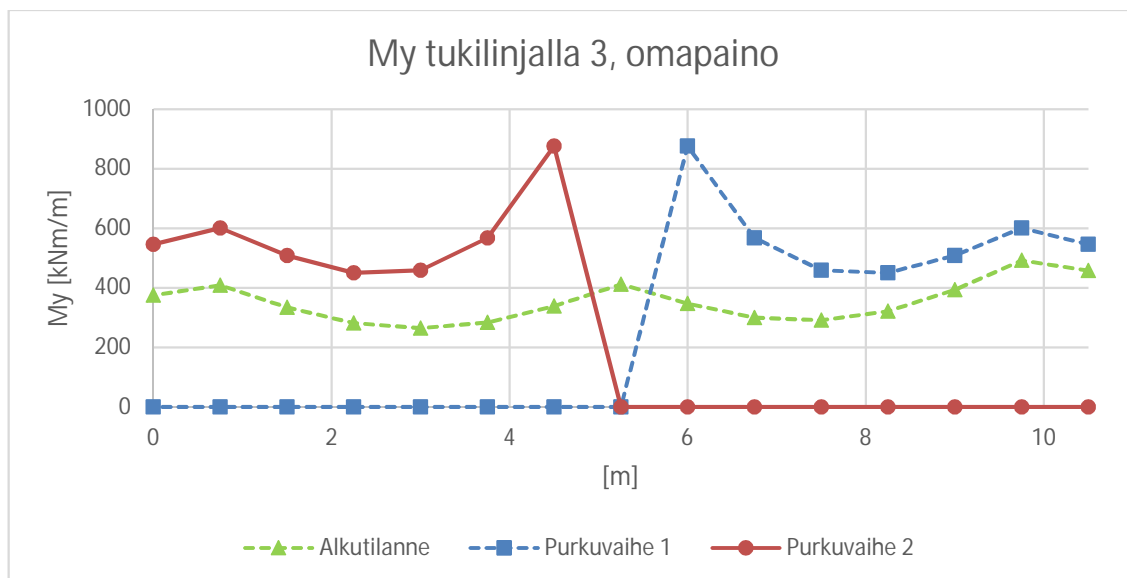


Kuva 29 Tapaus 1: Betonipeite uusitaan kahdessa vaiheessa.

Momentti- ja jännitysjaakaumia on tutkittu massiivisen laatan alueella, jonka leveys on arinasauvoina 10,5 m.

6.1.1 Momentti tukilinjalla 3

Tarkastellaan aluksi oman painon aiheuttamien momenttien uudelleen jakautumista tukilinjalla 3. Alla olevassa kuvassa (Kuva 30) on esitetty momentin jakautuminen kansirakenteessa korjaustyön eri vaiheissa. Vihreä katkoviiva kuvastaa alkutilannetta, jolloin rakenne on vielä purkamaton. Tällöin momenttijakauma on melko symmetrinen. Pieni epäsymmetrisyys selittyy sillä, että sillan reunauloke on oikeassa reunassa hieman pidempi kuin vasemmassa reunassa ja näin ollen oikeaan reunaan tulee sen omasta painosta hieman enemmän kuormaa.



Kuva 30 Tapaus 1: Sillan pituussuuntaisen momentin M_y jakauma poikkileikkauksen poikkisuunnassa tukilinjalla 3.

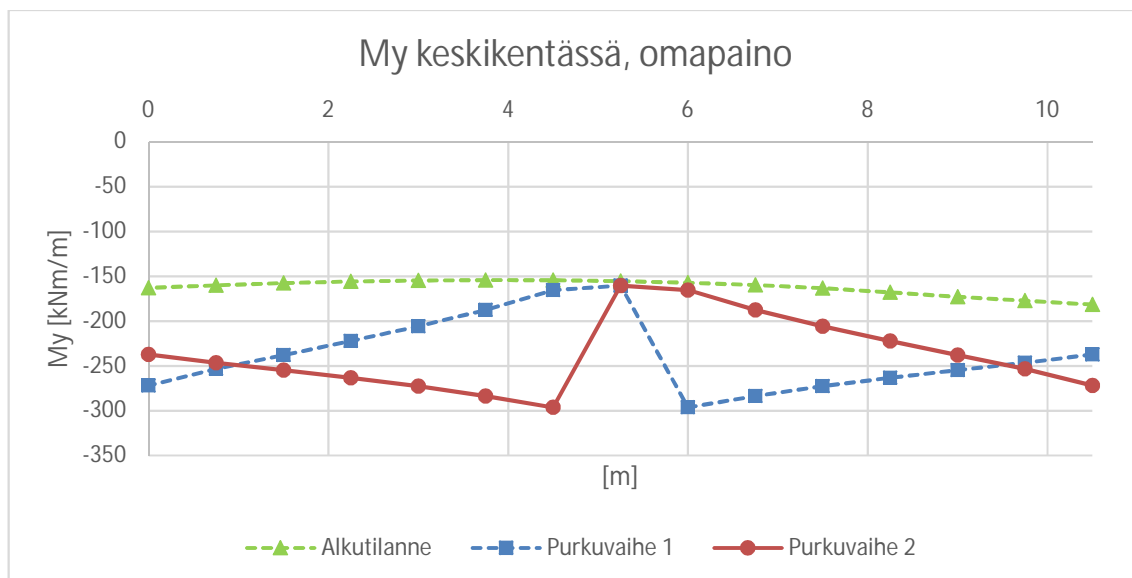
Sininen katkoviiva kuvastaa purkuvaihetta 1, jolloin sillan vasen puoli on purettu ja sille on jo valettu uusi betoni. Koska purettaessa paljastetaan vetopuolen teräkset kauttaaltaan, eivät ne enää vastaanota voimia. Tällöin betoni pääsee halkeamaan ja tukilinjalle syntyy nivel. Nivel ei vastaanota pituussuuntaisia momentteja, joten momentti M_y on tukilinjankohdalla purettualla alueella teoriassa nolla. Käytännössä rakenne ei täysin menetä kykyänsä vastaanottaa pituussuunnan momentteja, koska rakenteen alapinnan raudoitus estää halkeamisen koko rakenteen korkeudelta, mutta sen merkitystä ei ole otettu tässä tutkimuksessa huomioon.

Omapaino pysyy kuitenkin korjauksen jälkeen samana kuin ennen korjausta, koska purettu betoni korvataan samalla määrällä uutta betonia. Tämä johtaa siihen, että momenttien on uudelleen jakauduttava muille osille rakennetta. Yllä olevasta kuvasta näkeekin, että purun jälkeen momenttia siirtyy voimakkaasti ehjälle osalle kansirakennetta. Uuden valun kovettumisen jälkeenkään uudelle betonille ei siirry rasituksia, jos kuormitusta ei lisätä.

Punainen ehjä viiva kuvastaa korjauksen jälkeistä tilannetta. Tällöin rakenne toimii samalla tavalla kuin ensimmäisen purkuvaiheen jälkeen, mutta nyt rasitukset ottaa vastaan ensimmäisessä korjausvaiheessa muodostunut betoni-betoni-liittorakenne.

6.1.2 Momentti keskikentässä

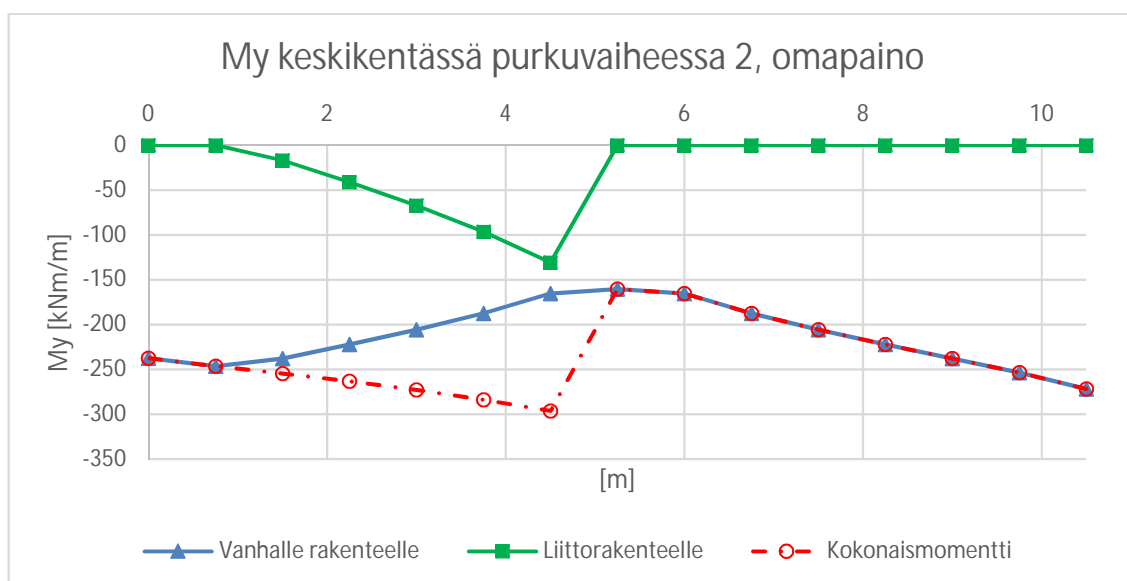
Kentässä tilanne eroaa tukilinjankohdasta siinä määrin, että siellä teräksiä paljastetaan puristuspuolelta rakennetta. Tällöin korjattavana oleva rakenne ei menetä purun jälkeen kokonaan kykyään ottaa vastaan rasituksia. Alla olevasta kuvasta (Kuva 31) näkyy momenttien jakautuminen eri korjaustyön vaiheissa.



Kuva 31 Tapaus 1: Sillan pituussuuntaisen momentin M_y jakauma poikkileikkauksen poikkisuunnassa keskikentän keskellä.

Kaikissa purkuvaiheissa momentit ovat suurempia koko poikkileikkauksen matkalla kuin alkutilanteessa. Tämä selittyy sillä, että purun yhteydessä tukilinjan jäykkyys pienenee huomattavasti enemmän kuin kentän jäykkyys ja näin ollen momenttia siirtyy tukilinjalta kentiin.

Erona tukilinjan tapaukseen myös korjattavana oleva osa rakennetta vastaanottaa momentteja. Tämä tarkoittaa sitä, että purkuvaiheessa 2 osan momenteista vastaanottaa vanha rakenne ja osan ensimmäisessä purkuvaiheessa muodostunut betoni-betoni-liittorakenne. Alla olevassa kuvassa (Kuva 32) on esitetty, kuinka suuri osa momentista menee millekin osalle rakennetta kussakin poikkileikkauksen pisteessä.



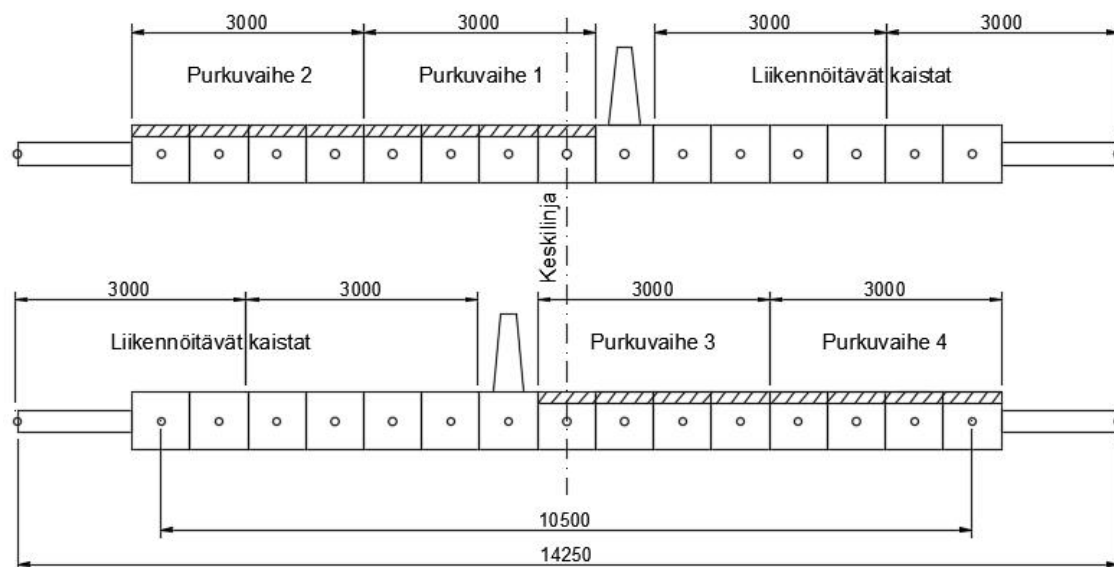
Kuva 32 Tapaus 1: Sillan pituussuuntaisen momentin M_y jakautuminen vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä.

Kuten kuvasta näkyy, korjauksen loppuvaiheessa ensimmäisenä korjatun puoliskon purkurajaa lähempänä olevalle osalle liittorakennetta siirtyy osa omien painojen aiheuttamista momenteista.

6.2 Kannen betonipeitteen uusiminen neljässä vaiheessa

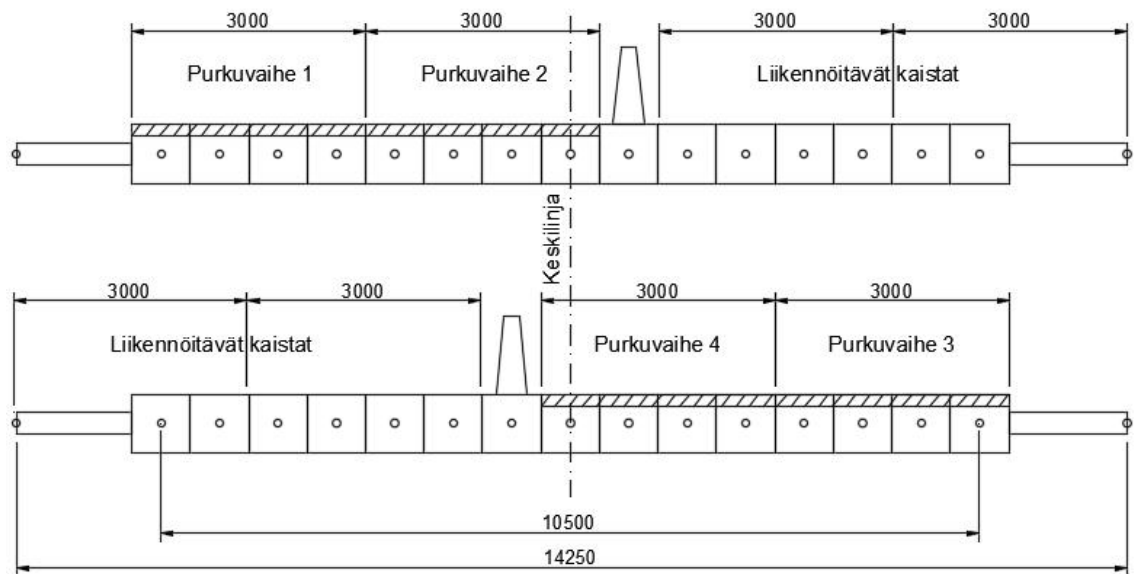
Tarkastellaan seuraavaksi mitä momenttien poikittaissuuntaiselle uudelleen jakautumiselle tapahtuu, kun korjaus tehdään useammassa purkuvaiheessa. Näissä tapauksissa korjauksen alla oleva sillan puolisko on jaettu kahteen eri korjausvaiheeseen, jolloin korjausvaiheita on yhteensä neljä.

Alla olevassa kuvassa (Kuva 33) on esitetty tapaus 2. Siinä molempien puoliskoiden purkaminen aloitetaan lähempänä sillan keskiliinjaa olevasta purkukaistasta.



Kuva 33 Tapaus 2: Sisemmät purkukaistat puretaan ensin.

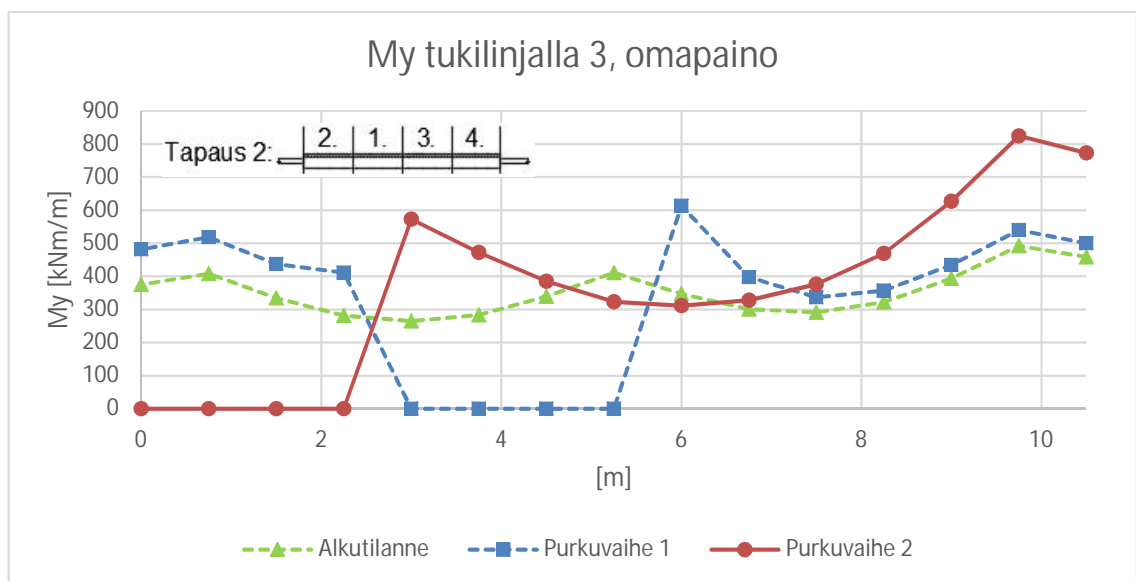
Tapauksessa 3 purkaminen aloitetaan alla olevan kuvan (Kuva 34) mukaisesti uloimmista purkukaistoista.



Kuva 34 Tapaus 3: Ulommat pukukaistat puretaan ensin.

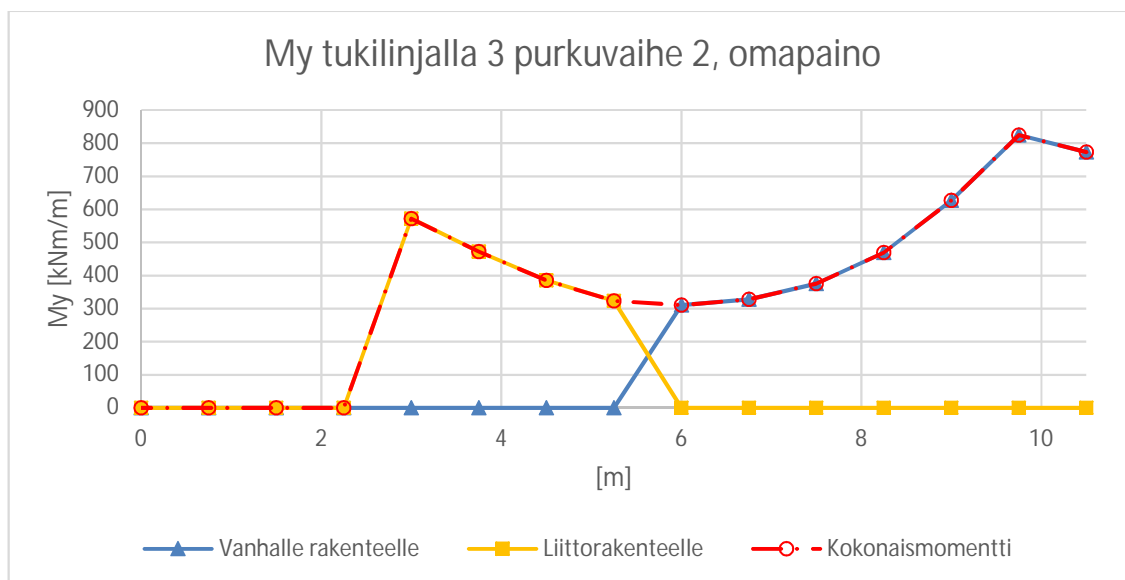
6.2.1 Momentti tukilinjalla 3

Tarkastellaan aluksi tapausta 2, jossa korjataan ensin laatan keskiliinia lähempänä oleva kaista. Alla olevassa kuvassa (Kuva 35) on esitetty alkutilanteen momenttijakauma sekä momentti jakaumat kahdessa ensimmäisessä purkuvaiheessa. Kuvasta nähdään, että momentit vapautuvat puretulta alueelta ja siirtyvät rakenteen purkamattomille alueille. Tällöin purkamattomien alueiden momentit kasvavat alkutilanteeseen verrattuna.



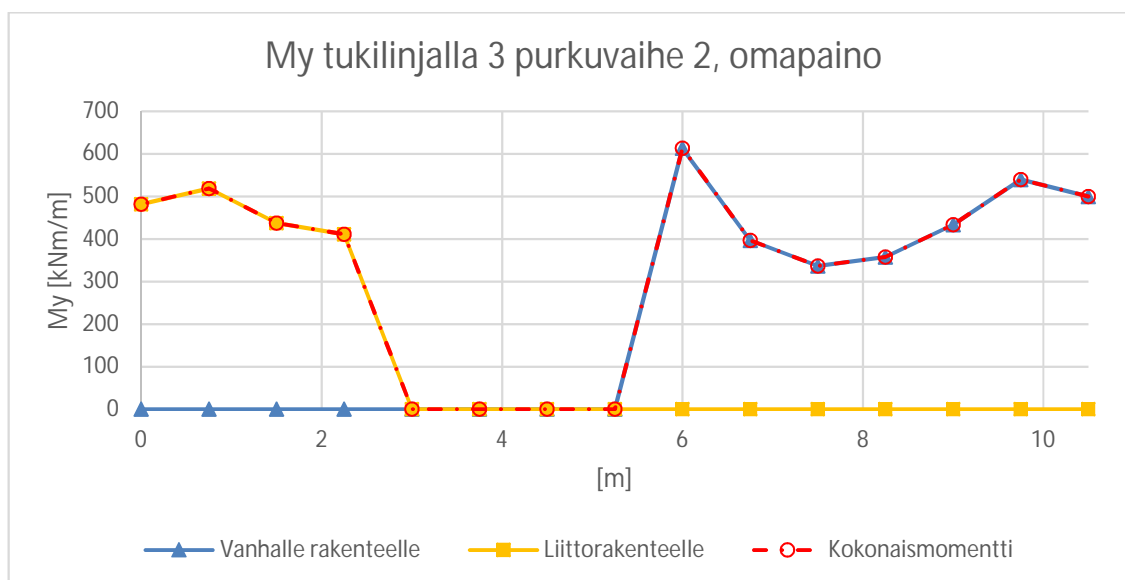
Kuva 35 Tapaus 2: Momentin M_y jakautuminen tukilinjalla 3 eri purkuvaiheissa.

Tilanne eroaa kohdan 6.1.1 siten, että kun toinen puolisko sillasta on korjattu, niin tällöin kaikki momentit eivät siirry korjaamattomalle osalle rakennetta vaan osa momenteista siirtyy ensimmäisessä vaiheessa muodostuneelle liittorakenteelle. Alla olevassa kuvassa (Kuva 36) on esitetty momenttien jakaantuminen vanhan rakenteen ja liittorakenteen välillä.



Kuva 36 Tapaus 2: Momentin M_y jakautuminen tukilinjalla 3 vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 2.

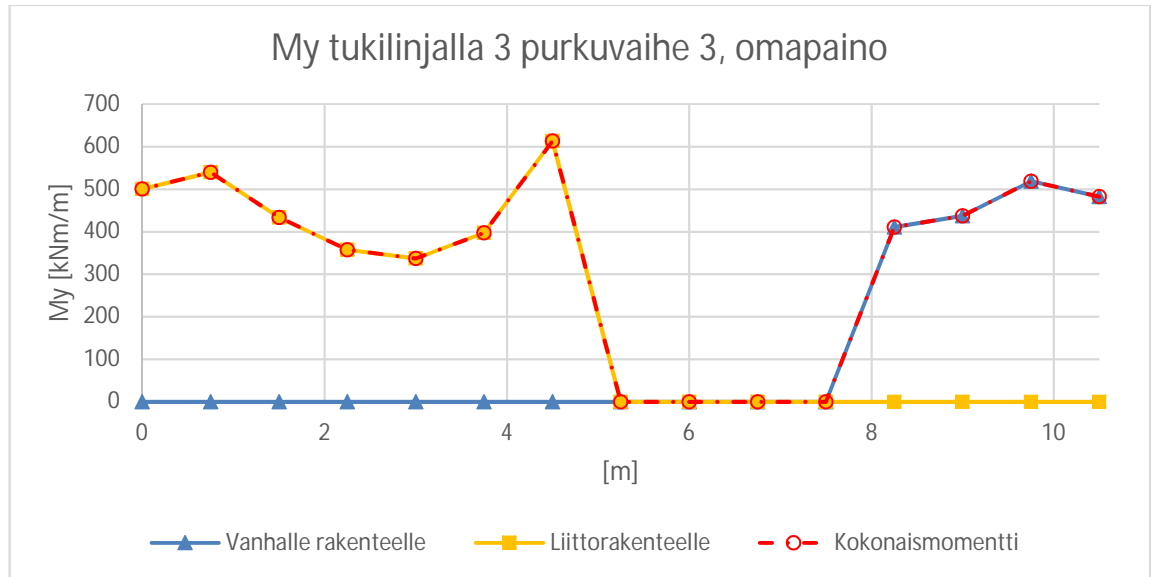
Samalla logiikalla tapauksessa, jossa kaistojen purku suoritettaisiin päinvastaisessa järjestyksessä, olisi tilanne alla olevan kuvan (Kuva 37) mukainen.



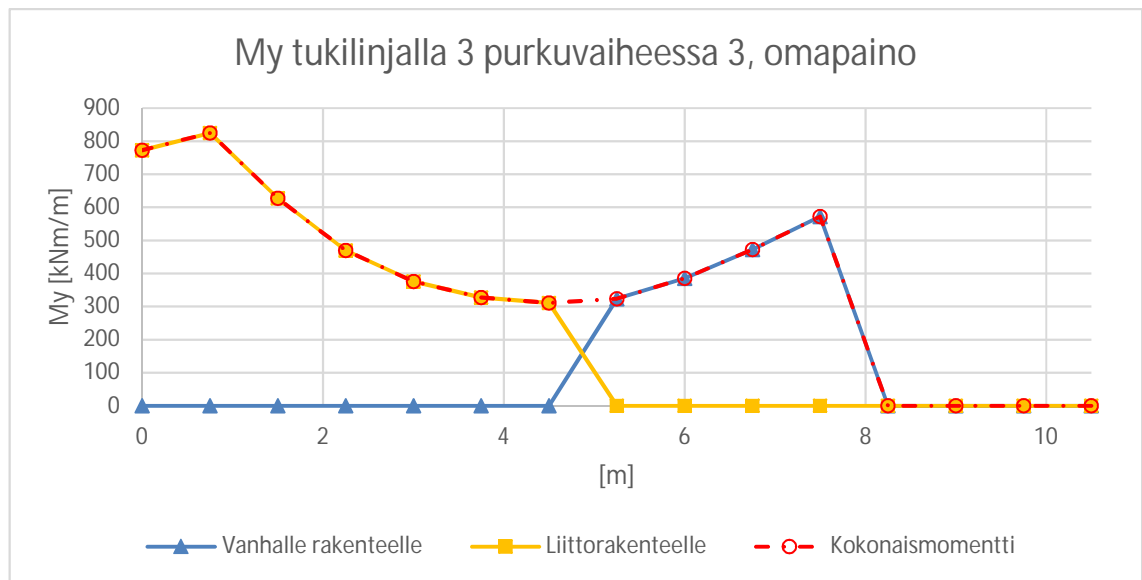
Kuva 37 Tapaus 3: Momentin M_y jakautuminen tukilinjalla 3 vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 2.

Kuten kahdesta edellisestä kuvasta ilmenee, vanha rakenne vastaanottaa ensimmäisen sillan puoliskon korjaamisen jälkeen kaikki korjaamattoman puolen momentit ja korjatulla puolella ensimmäisenä korjatulle kaistalle muodostunut liittorakenne.

Siirryttäessä korjaamaan sillan toista puoliskoa momentit jakaantuvat jommallakummalla tavalla alla esitetyistä kuvista (Kuva 38 ja Kuva 39), riippuen korjausjärjestyksestä.



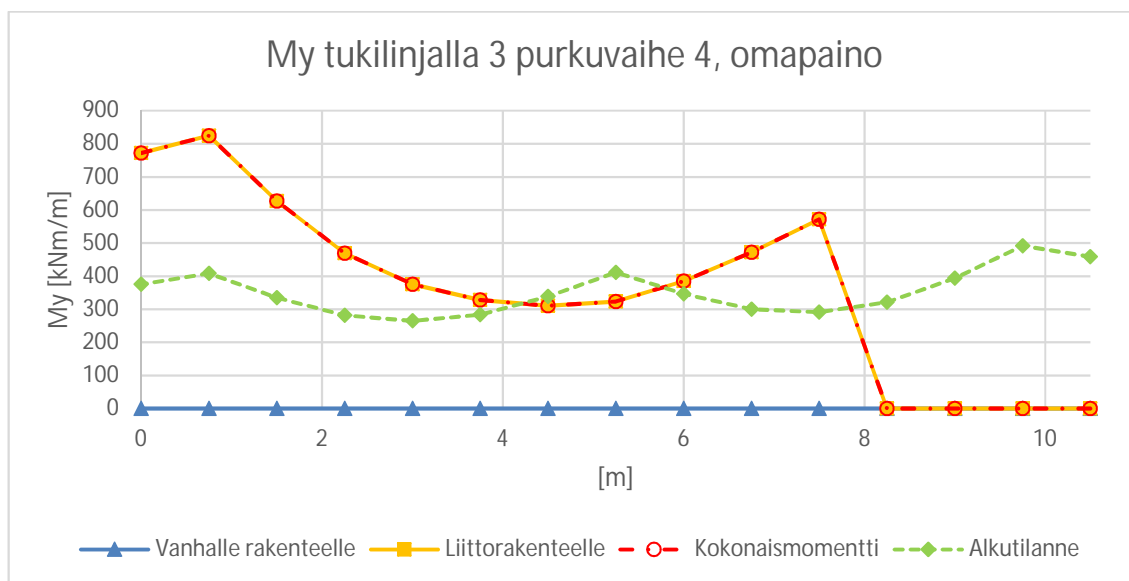
Kuva 38 Tapaus 2: Momentin M_y jakautuminen tukilinjalla 3 vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 3.



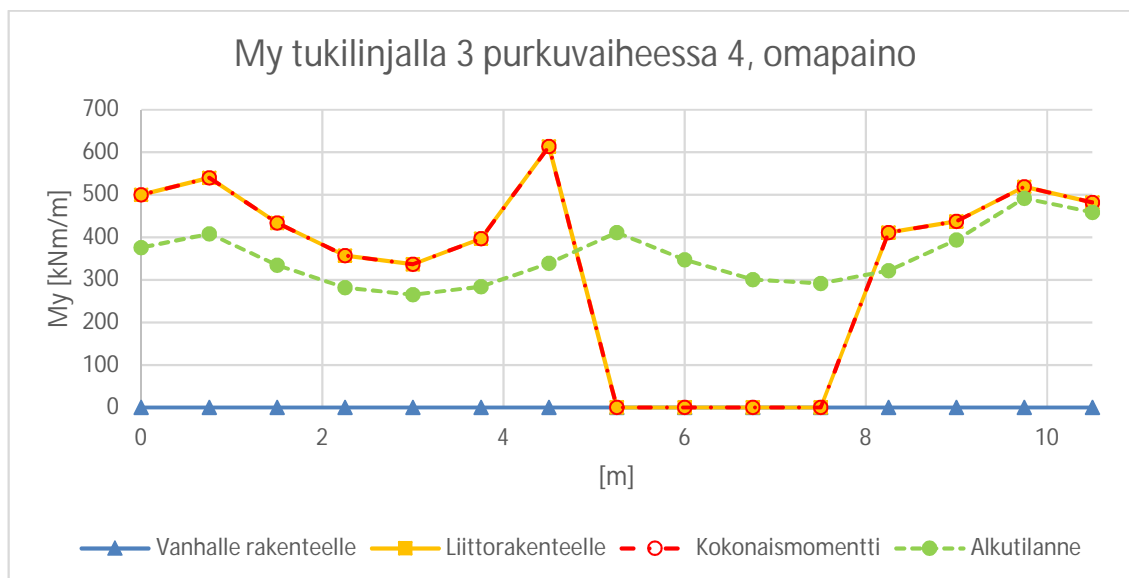
Kuva 39 Tapaus 3: Momentin M_y jakautuminen tukilinjalla 3 vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 3.

Tällöin ensiksi korjatulla puoliskolla momentit ottaa vastaan korjauksessa muodostunut liittorakenne. Korjauksen alla olevalla puoliskolla taas ensin uusittavalla puolella momentit vapautuvat ja korjaamattomalla puoliskolla vanha rakenne vastaanottaa momentit.

Neljännessä eli viimeisessä purkuvaiheessa selviää, mikä on lopullinen korjauksen jälkeinen momenttijakauma. Alla olevissa kuvissa (Kuva 40 ja Kuva 41) on vertailun vuoksi esitetty myös alkutilanteen momenttijakauma.



Kuva 40 Tapaus 2: Momentin M_y jakautuminen tukilinjalla 3 vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 4.



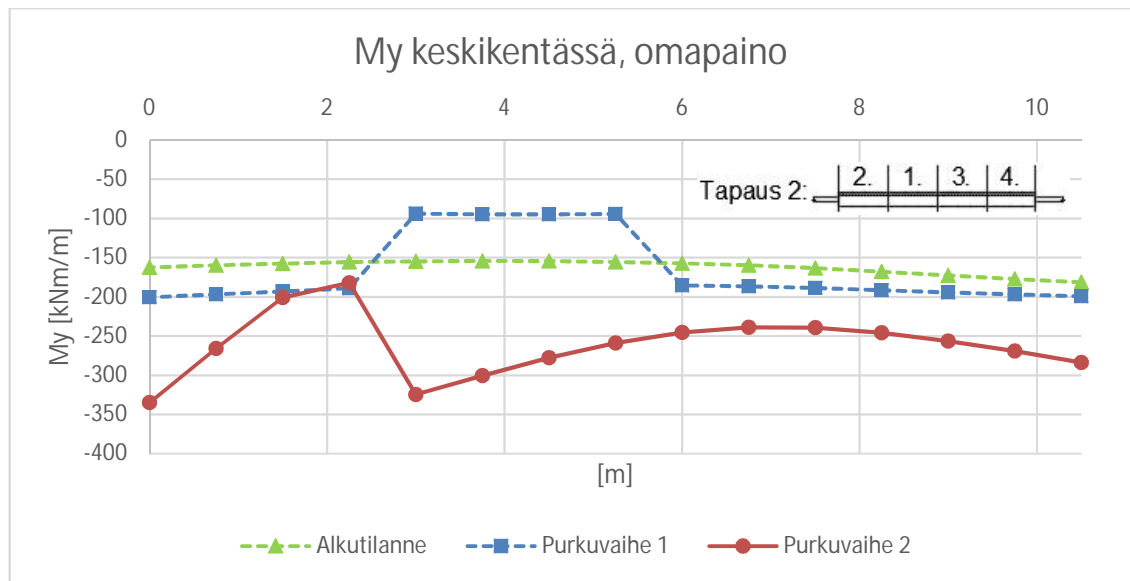
Kuva 41 Tapaus 3: Momentin M_y jakautuminen tukilinjalla 3 vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 4.

Kuvista nähdään, että korjattaessa viimeisenä reunimmainen osa laatasta, ovat oman painon aiheuttamat momentit merkittävästi suurempia kuin tapauksessa jossa sisempi osa korjataan viimeisenä.

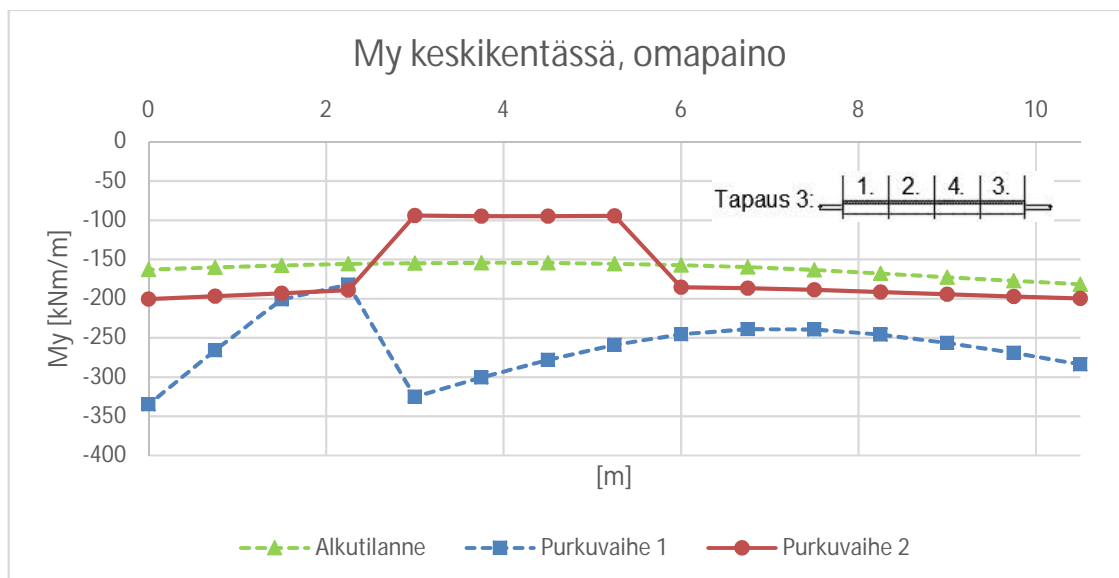
6.2.2 Momentti keskikentässä

Kentän momenttien tarkastelu on taas hieman tukilinjaa monimutkaisempaa, koska purrettujen alueiden jännitys ei vapaudu kokonaan. Tämä tarkoittaa sitä, että korjauksen yhteydessä muodostuvan liittorakenteen vanhalla betoniosalla on jännityksiä jo ennen kuin rakenne alkaa toimia liittorakenteena. Tarkastellaan seuraavaksi, miten momentit uudelleen jakautuvat poikkileikkauksessa ja miten ne jakautuvat vanhan rakenteen ja liittorakenteen välillä kussakin kohdassa rakennetta.

Alla olevassa kuvassa (Kuva 42) esitetään, miten momentit jakautuvat alkutilanteessa sekä tapauksen 2 purkuvaiheissa 1 ja 2. Tapauksessa 3 jakaumat ovat samanlaiset paitsi purkuvaiheet 1 ja 2 tehdään päinvastaisessa järjestyksessä (Kuva 43).

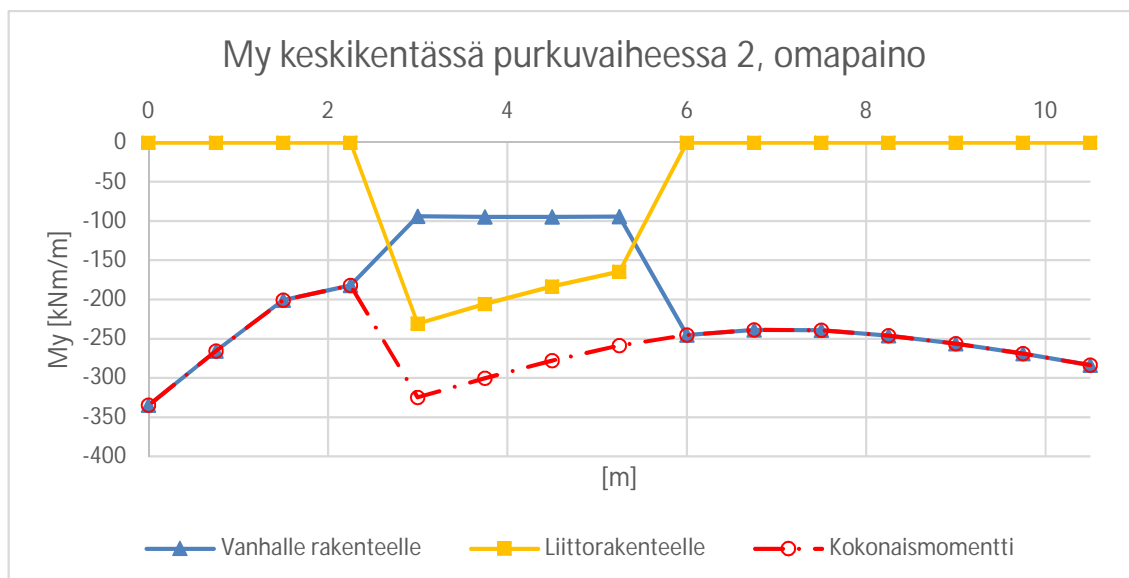


Kuva 42 Tapaus 2: Momentin M_y jakautuminen keskikentässä eri purkuvaiheissa.

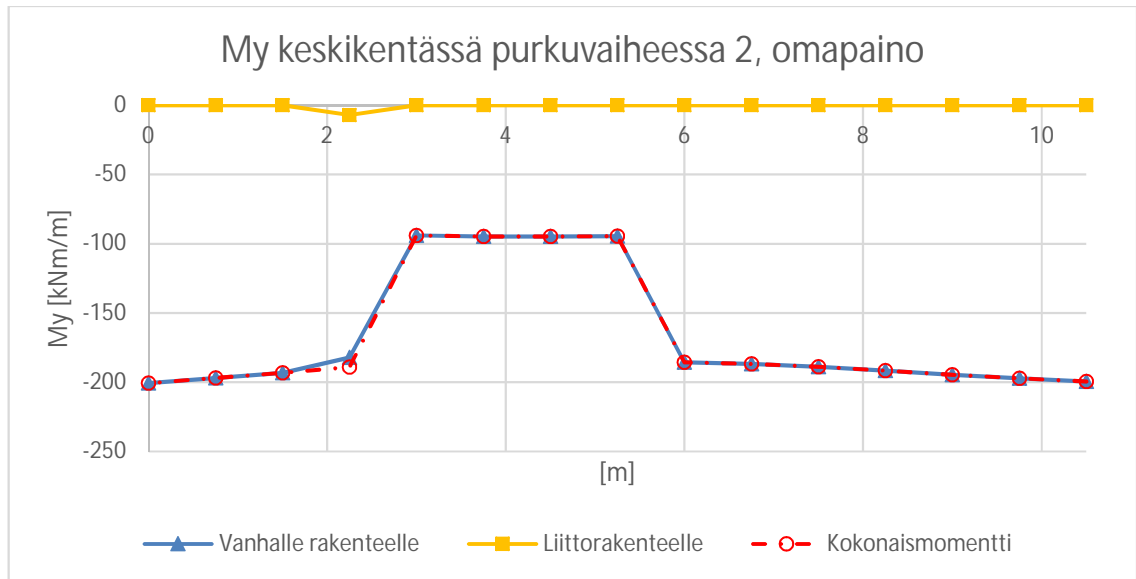


Kuva 43 Tapaus 3: Momentin M_y jakautuminen keskikentässä eri purkuvaiheissa.

Korjattaessa rakennetta useammassa kaistassa alkaa osa kuormista siirtymään liittorakenteelle heti toisessa purkuvaiheessa. Alla olevissa kuvissa (Kuva 44 ja Kuva 45) on esitetty kuinka suuren osan momentista vastaanottaa vanha rakenne ja kuinka suuren osan liittorakenne eri tapauksissa.

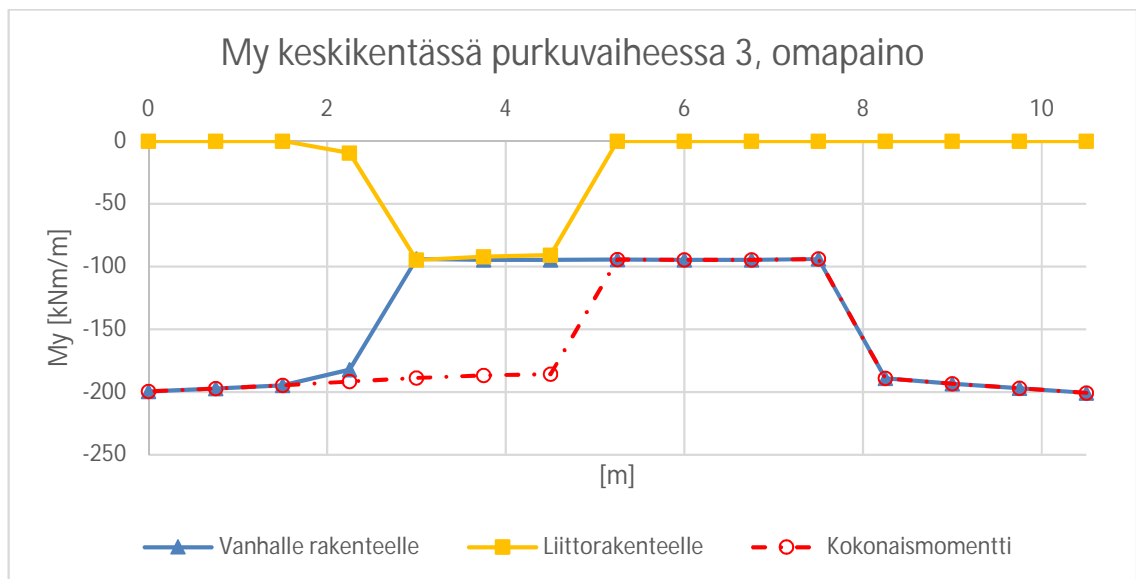


Kuva 44 Tapaus 2: Momentin M_y jakautuminen keskikentässä vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 2.

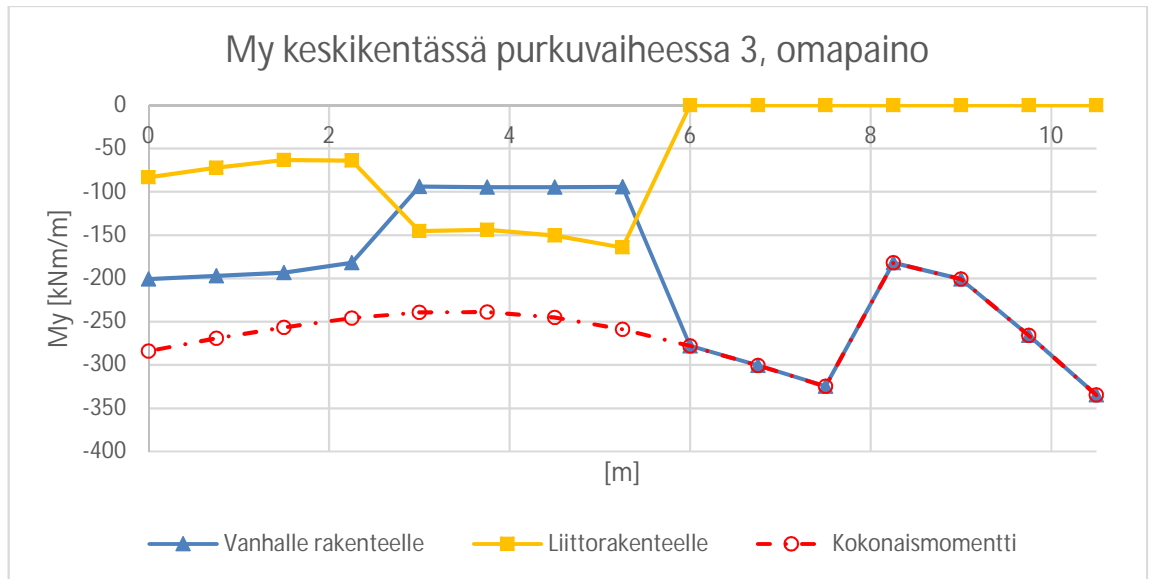


Kuva 45 Tapaus 3: Momentin M_y jakautuminen keskikentässä vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 2.

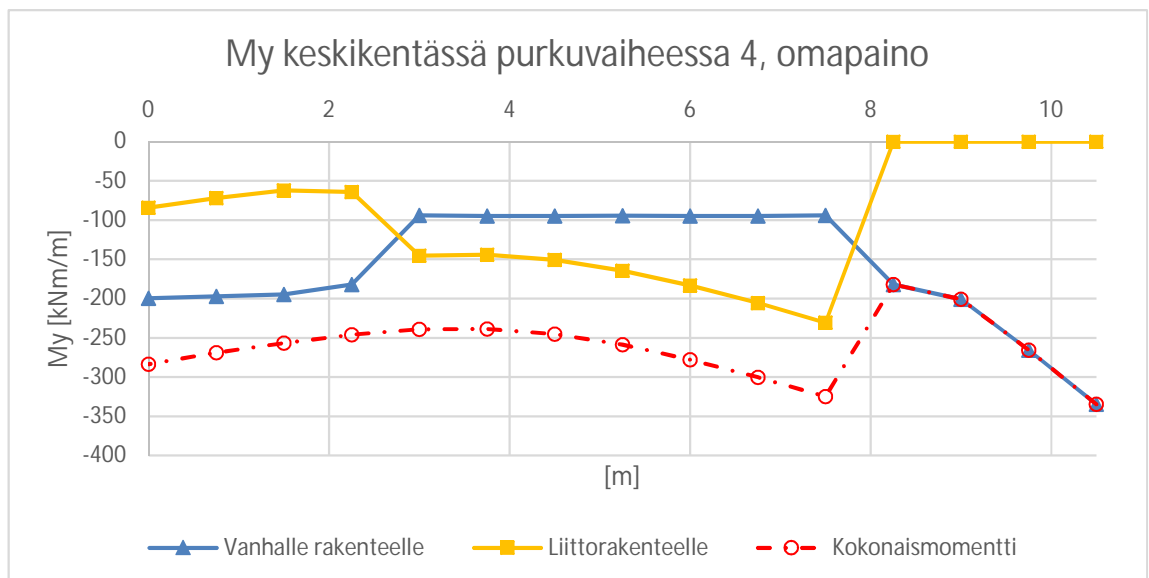
Vastaavat jakaumat purkuvaiheissa 3 ja 4 on esitetty alla olevissa kuvissa (Kuva 46, Kuva 47, Kuva 48 ja Kuva 49).



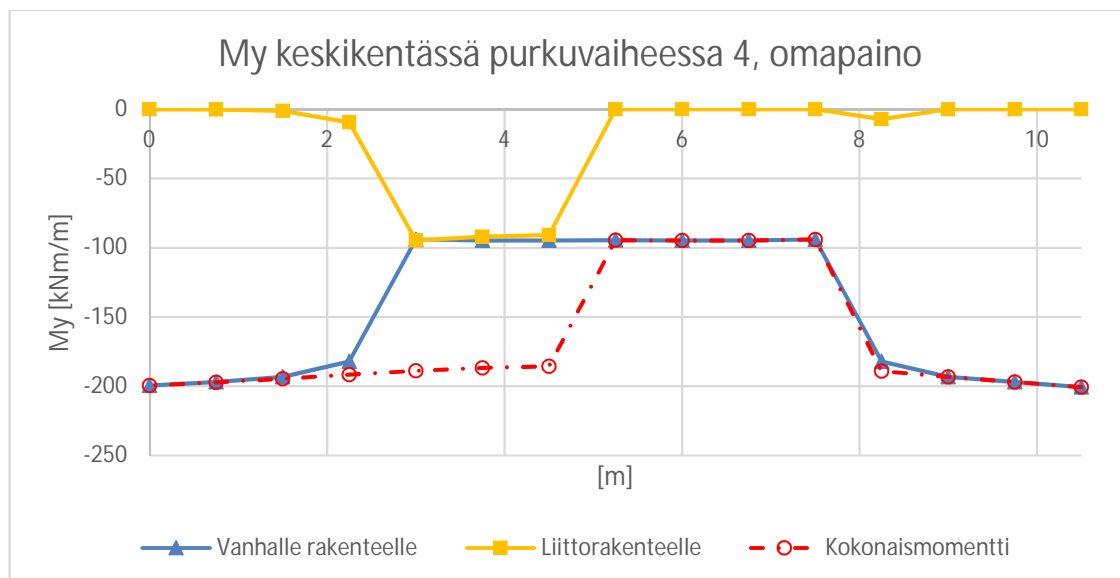
Kuva 46 Tapaus 2: Momentin M_y jakautuminen keskikentässä vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 3.



Kuva 47 Tapaus 3: Momentin M_y jakautuminen keskikentässä vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 3.



Kuva 48 Tapaus 2: Momentin M_y jakautuminen keskikentässä vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 4.



Kuva 49 Tapaus 3: Momentin M_y jakautuminen keskikentässä vanhan rakenteen ja korjauksessa muodostuneen liittorakenteen välillä purkuvaiheessa 4.

Nähdään, että tapauksessa 2 momentti jakaantuu melko tasaisesti vanhan rakenteen ja liittorakenteen välille, kun taas tapauksessa 3 liittorakenteelle tulee merkittäviä kuormia ainoastaan toisena korjatulle kaistalle. Koska molemmissa tapauksissa kuormat ovat samat, voidaan päätellä, että purkujärjestyksellä on suuri merkitys siihen, miten kuormat jakautuvat vanhan rakenteen ja liittorakenteen välillä.

6.3 Jännitysten jakautuminen

Tarvittavat suureet jännitysten laskentaan on saatu sillan alkuperäisistä piirustuksista, jotka on esitetty liitteessä B. Alla oleviin taulukkoihin (Taulukko 6 ja Taulukko 7) on koottu jännitysten laskennassa tarvittavat teräsmäärät ja teholliset korkeudet eri kohdissa poikkileikkausta. Laskennoissa ei ole otettu huomioon puristuspuolen teräksiä, koska niiden vaikutus on verrattain pieni. Jännitysten laskennassa on oletettu, että uudella betonivalulla on koivetuttuaan samat materiaaliominaisuudet kuin vanhan rakenteen betonilla. Käytännössä yleensä kuitenkin käytetään nopeasti kuivuvia eli paljon sementtiä sisältäviä korkealujuuksisia massoja.

Taulukko 6 Poikkileikkauksen teräsmäärät ja teholliset korkeudet tukilinjalla 3.

Tukilinja 3			
x [m]	Teräsmäärä [mm ² /750 mm]	Teräsmäärä [mm ² /1000 mm]	Purkamattoman rakenteen tehollinen korkeus [mm]
0	5761	7681	666
0.75	6597	8796	670
1.5	3914	5219	689
2.25	3298	4397	698
3	3298	4397	698
3.75	3298	4397	698
4.5	4530	6040	682
5.25	6597	8796	670
6	4530	6040	682
6.75	3298	4397	698
7.5	3298	4397	698
8.25	3298	4397	698
9	3914	5219	689
9.75	6597	8796	670
10.5	5761	7681	666

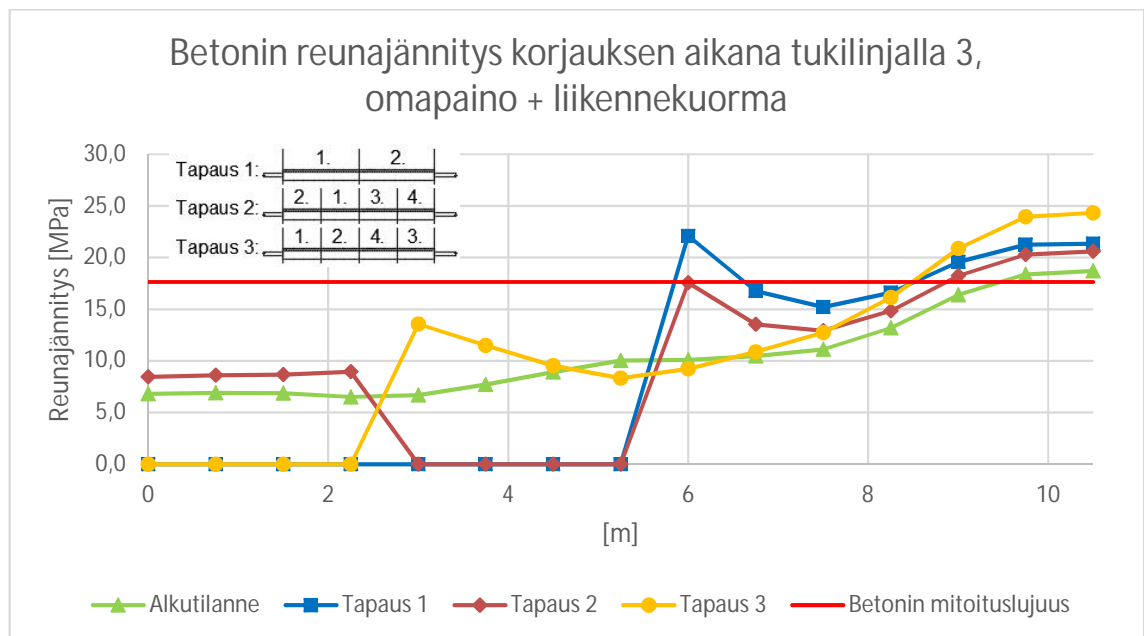
Taulukko 7 Poikkileikkauksen teräsmäärät ja teholliset korkeudet keskikentässä.

Keskikenttä				
x [m]	Teräsmäärä [mm ² /750 mm]	Teräsmäärä [mm ² /1000 mm]	Purkamattoman rakenteen tehollinen korkeus [mm]	Puretun rakenteen tehollinen korkeus [mm]
0	4412	5883	697	547
0.75	3797	5062	701	551
1.5	2565	3420	716	566
2.25	2565	3420	716	566
3	2565	3420	716	566
3.75	2565	3420	716	566
4.5	2565	3420	716	566
5.25	2565	3420	716	566
6	2565	3420	716	566
6.75	2565	3420	716	566
7.5	2565	3420	716	566
8.25	2565	3420	716	566
9	2565	3420	716	566
9.75	3797	5062	701	551
10.5	4412	5883	697	547

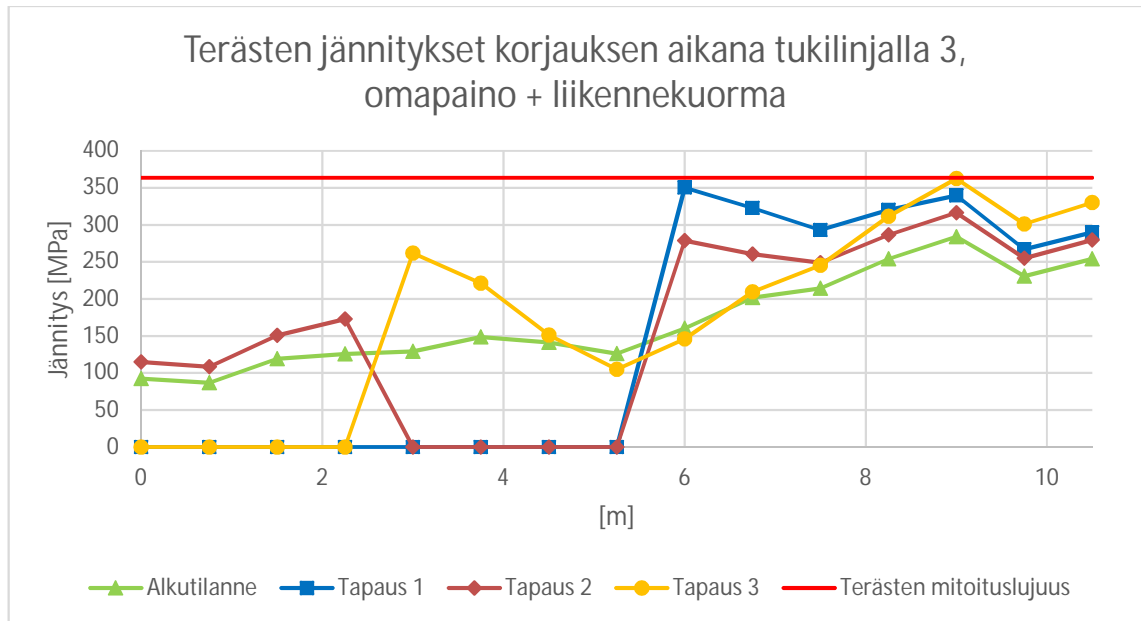
6.3.1 Tukilinja 3

Tukilinjalla kaikki rasitukset vastaanottaa joko alkuperäinen vanha rakenne tai korjauksen yhteydessä muodostunut liittorakenne. Tämän vuoksi vetoterästen jännitykset ja betonin reunajännitys voidaan laskea kohdassa 3.3.2 esitetyllä tavalla. Tarkastellaan aluksi korjauksen aikaisia jännityksiä, kun sillan toista puoliskoa kuormittaa ajoneuvoasetuksen mukainen liikennekuorma.

Alla olevissa kuvissa (Kuva 50 ja Kuva 51) on esitetty korjauksen aikainen betonin reunajännitys sekä terästen jännitys poikkileikkauksessa, kun rakennetta kuormittaa omat painot sekä korjauksen aikainen liikennekuorma. Kuten kuvista nähdään, jännitykset kasvavat melko voimakkaasti korjaustyön aikana.

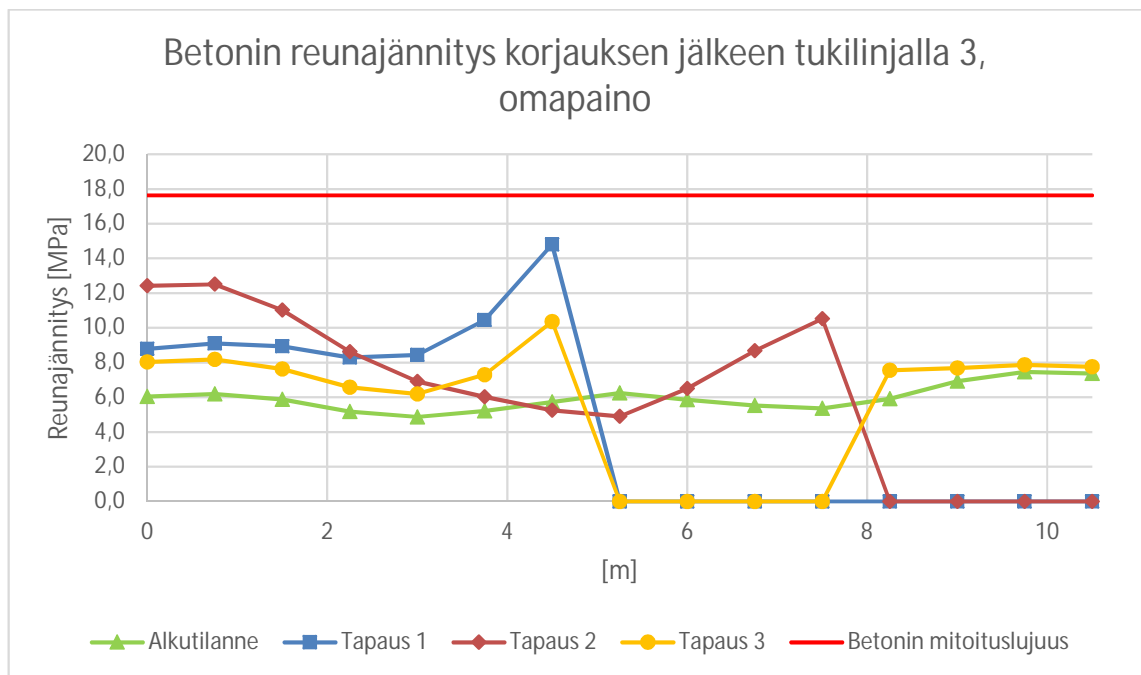


Kuva 50 Betonin reunajännitys korjauksen aikana tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino ja korjauksen aikainen liikennekuorma.

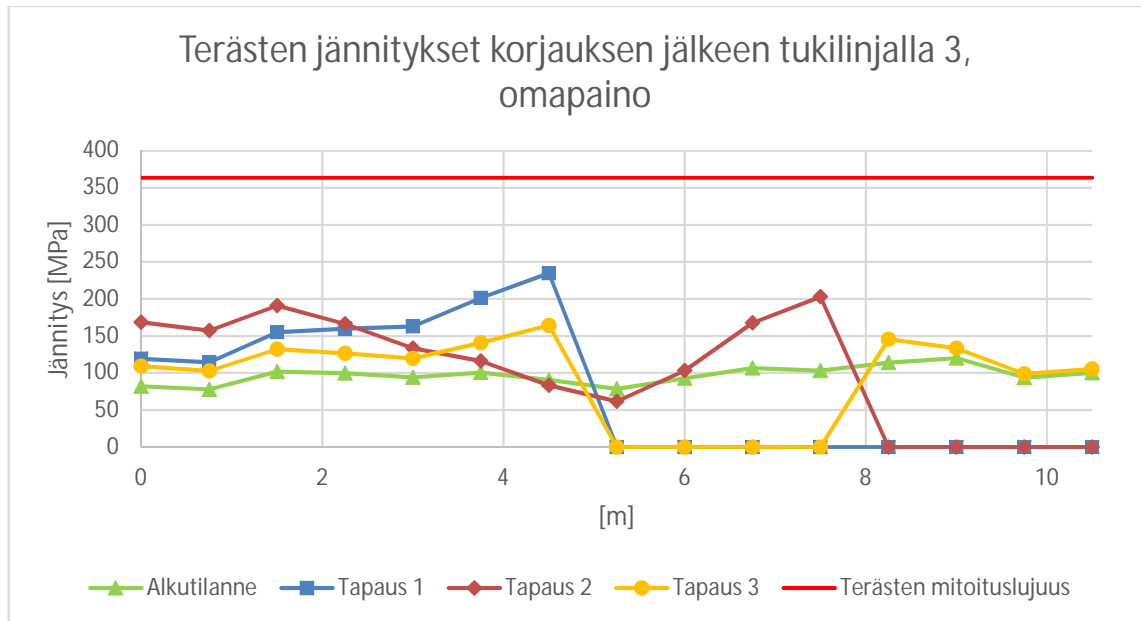


Kuva 51 Terästen jännitys korjauksen aikana tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino ja korjauksen aikainen liikennekuorma.

Tarkastellaan seuraavaksi omien painojen aiheuttamia jännityksiä eri korjaustapauksissa korjauksen jälkeisessä tilanteessa. Betonin reunajännitys sekä terästen jännitykset poikkileikkauksessa on esitetty alla olevissa kuvissa (Kuva 52 ja Kuva 53).

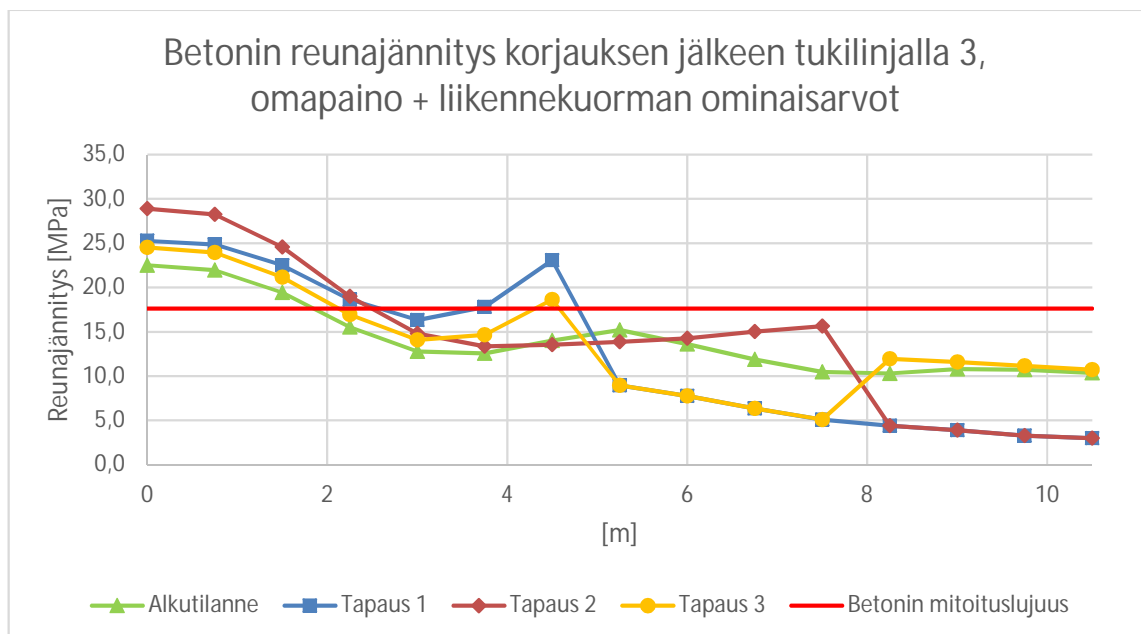


Kuva 52 Betonin reunajännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on ainoastaan omapaino.

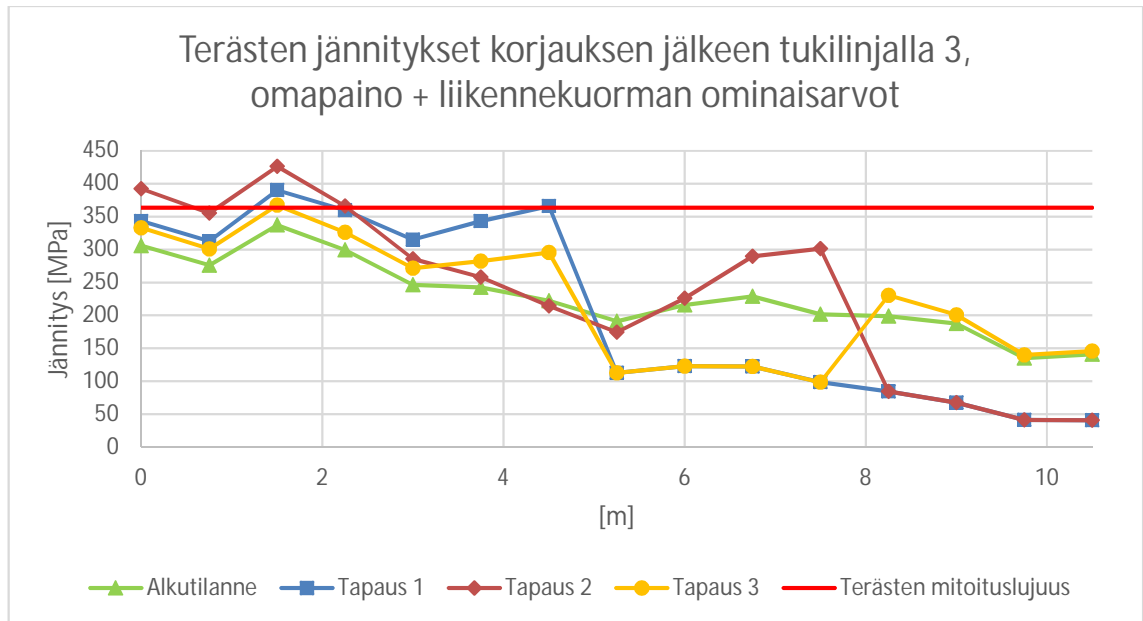


Kuva 53 Terästen jännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on ainoastaan omapaino.

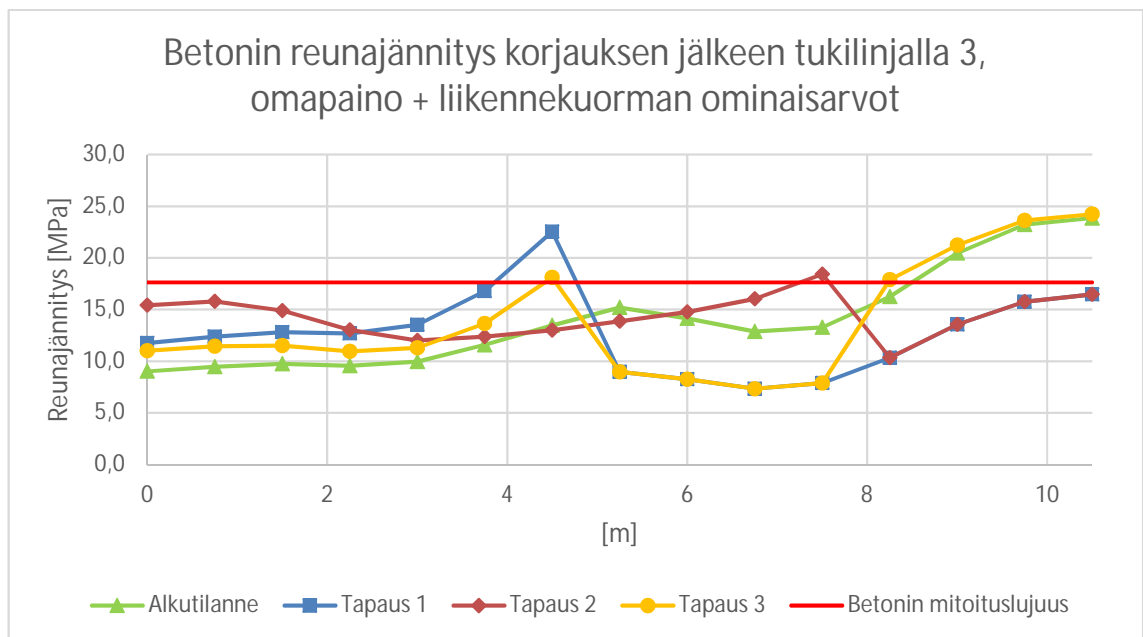
Tarkastellaan seuraavaksi rakenteen jännityksiä korjauksen jälkeisessä tilanteessa, jossa oman painon lisäksi vaikuttaa Siltojen kuormat-ohjeen (1982) mukaiset liikennekuormat. Tarkastellaan erikseen tilanne, jossa kuormakaistat ovat sillan vasemmassa reunassa (Kuva 54 ja Kuva 55) sekä tilanne, jossa kaistat sijaitsevat sillan oikeassa reunassa (Kuva 56 ja Kuva 57).



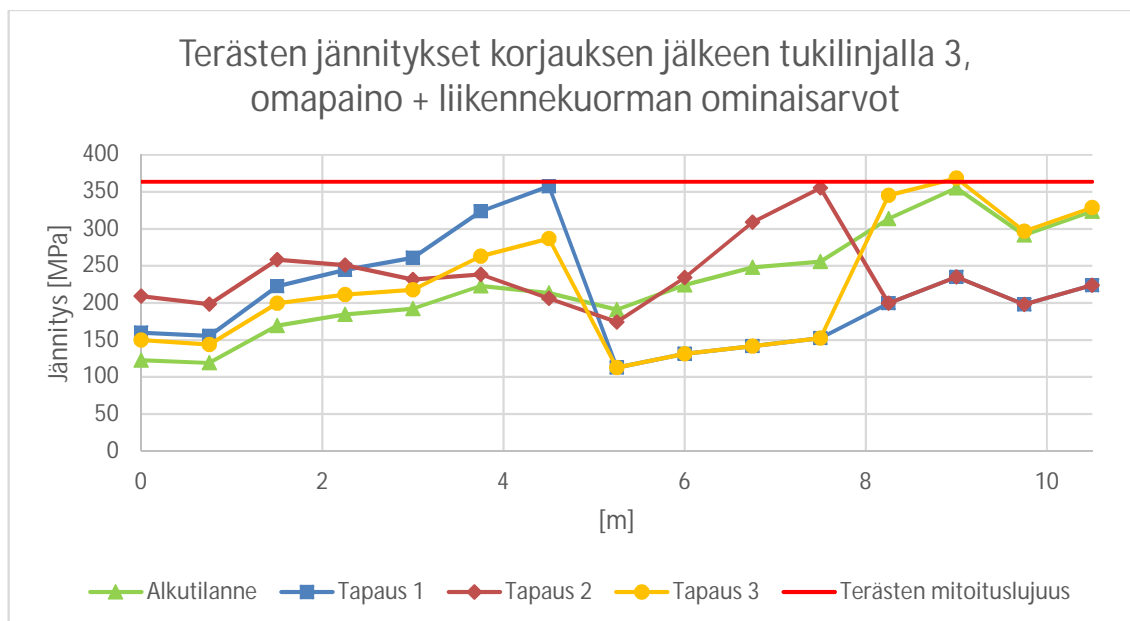
Kuva 54 Betonin reunajännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino sekä liikennekuorman ominaisarvot. Kuormakaistat sijaitsevat ensin korjatulla sillan puoliskolla.



Kuva 55 Terästen jännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino sekä liikennekuorman ominaisarvot. Kuormakaistat sijaitsevat ensin korjatulla sillan puoliskolla.



Kuva 56 Betonin reunajännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino sekä liikennekuorman ominaisarvot. Kuormakaistat sijaitsevat jälkimmäisenä korjatulla sillan puoliskolla.



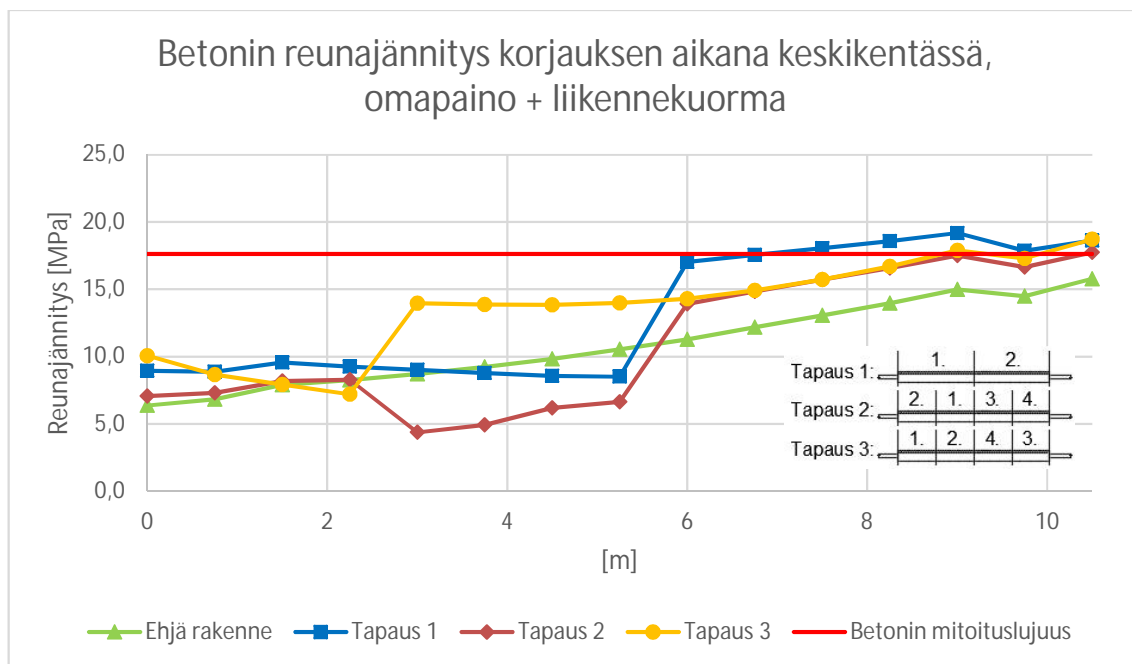
Kuva 57 Terästen jännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino sekä liikennekuorman ominaisarvot. Kuormakaistat sijaitsevat jälkimmäisenä korjatulla sillan puoliskolla.

Kuten kuvista nähdään, voidaan korjausjärjestyksellä vaikuttaa merkittävästi lopputilanteen jännityksiin.

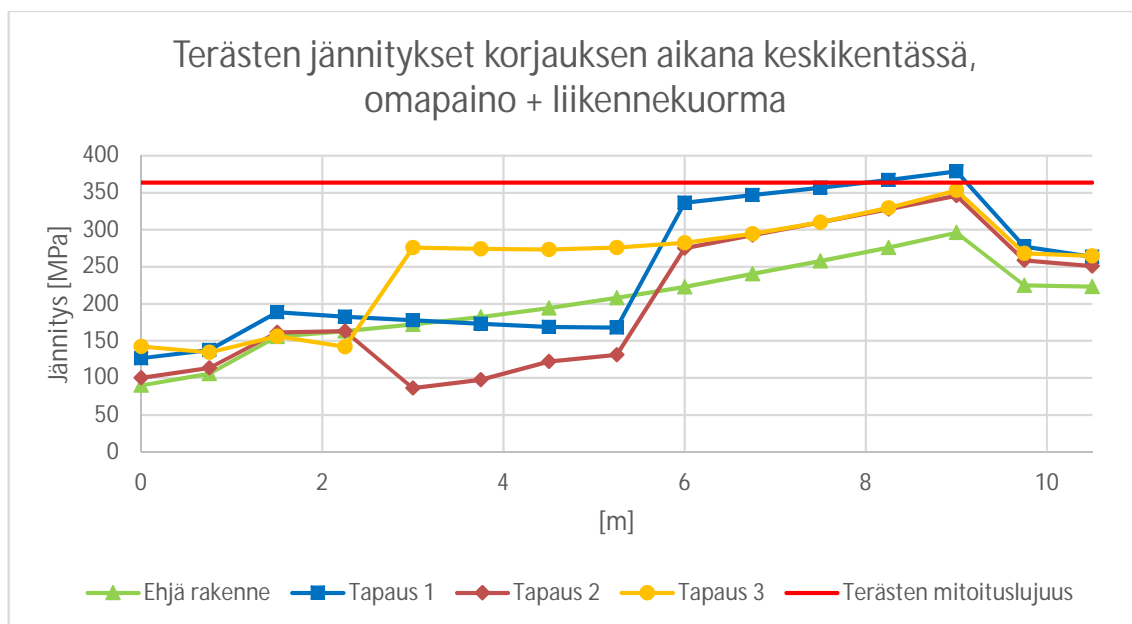
6.3.2 Keskikenttä

Koska eri aikaan valetuista betoniosista muodostuvan tukemattomalla rakennustavalla rakennetun ja haljenneen betoni-betoni-liittorakenteen jännitysten laskenta on hankalaa, on jännitysten laskennassa käytetty tiettyjä yksinkertaistuksia, jotka antavat varmalla puolella olevia tuloksia.

Keskikentän jännitykset eivät ole niin määrääviä kuin tukilinjojen. Alla olevissa kuvissa (Kuva 58 ja Kuva 59) on esitetty jännitykset korjauksen aikana, sillä oletuksella, että kaikki rasitukset menisivät vanhalle rakenteelle. Myös kentän jännitysten laskennassa on yksinkertaistuksena käytetty kohdassa 3.3.2 esitettyä tapaa, joka ei huomio jännitysten erilaista jakautumista vanhan rakenteen ja liittorakenteen välillä (ks. kohta 3.5.2). Tällä tapaa laskettaessa betonin reunajännitys on hieman suurempi kuin se todellisuudessa on, koska se jakaantuu näin pelkästään joko vanhan rakenteen yläpintaan tai liittorakenteen yläpintaan kolmiomaisesti.



Kuva 58 Betonin reunajännitys korjauksen aikana keskikentässä eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino ja korjauksen aikainen liikennekuorma.

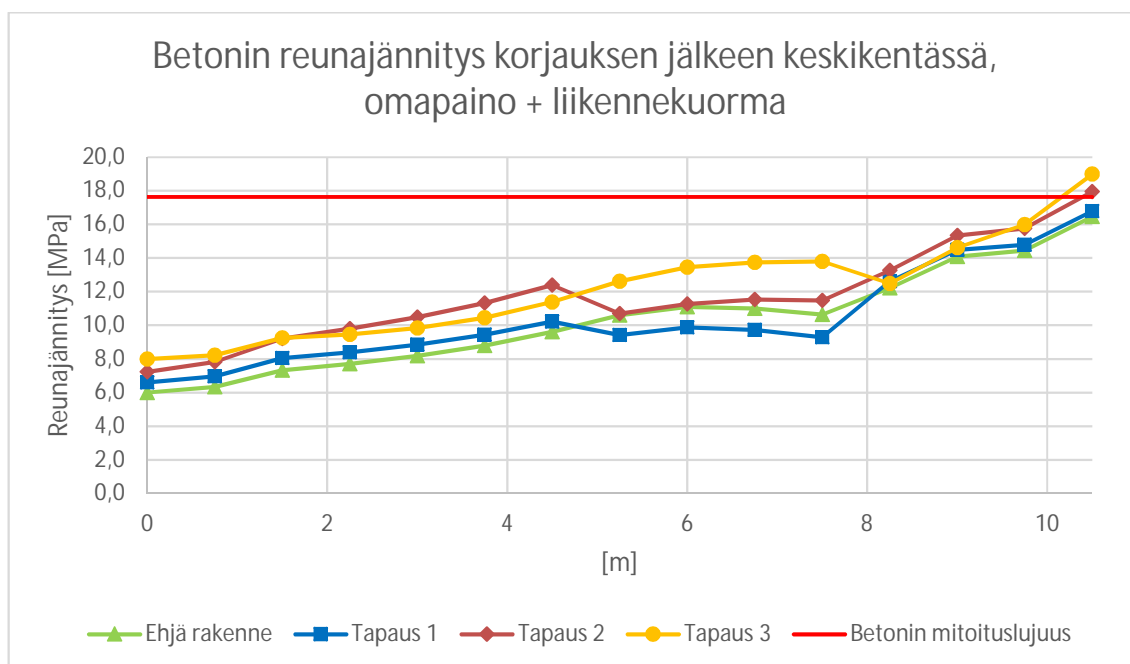


Kuva 59 Terästen jännitys korjauksen aikana keskikentässä eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino ja korjauksen aikainen liikennekuorma.

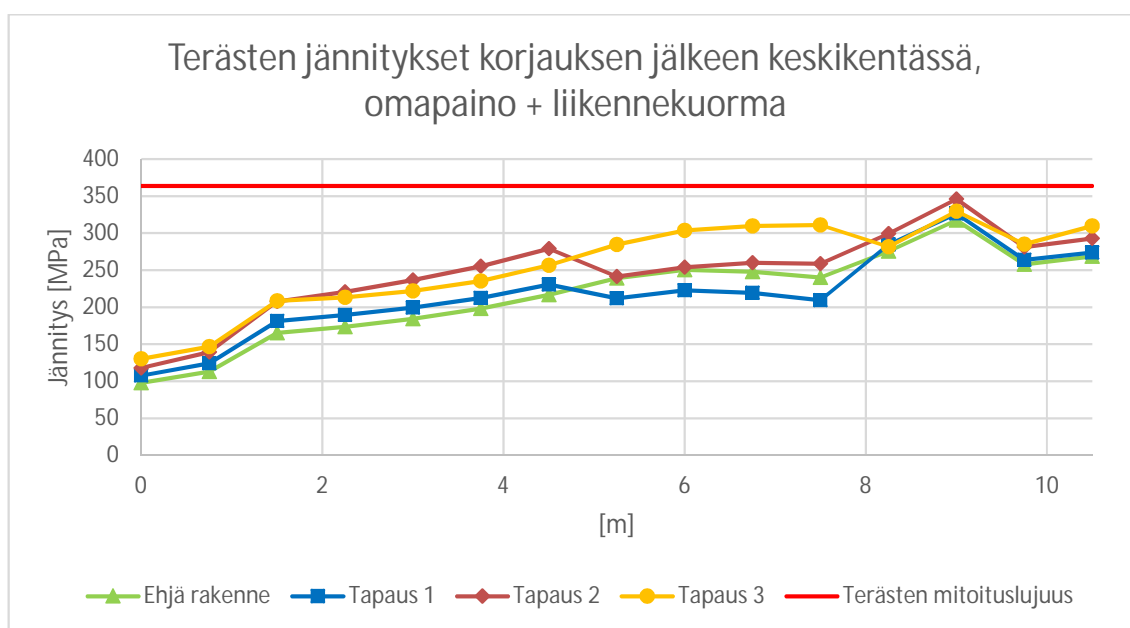
Kuten kuvista näkyy, kentän korjauksen aikaiset jännitykset eivät ole niin kriittisiä kuin tukilinjan jännitykset. Vaikka liittorakenne ei lähtisi toimimaan ollenkaan, niin silti sekä betonin että teräksen jännitykset pysyisivät lähes sallituissa rajoissa korjaustyön aikana.

Tarkastellaan vielä korjauksen jälkeistä tilannetta, jossa kuormana ovat omat painot sekä liikennekuorma. Korjauksen jälkeisessä tilanteessa rakenne on ajateltu jännityksiä laskettaessa poikkileikkaukseltaan alkuperäisen rakenteen kaltaiseksi. Alla olevista kuvista

(Kuva 60 ja Kuva 61) näkyvät jännitykset poikkileikkauksen eri pisteissä, kun liikennekuorma on sijoitettu siten, että saadaan määräävä vaikutus.



Kuva 60 Terästen jännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino sekä liikennekuorman ominaisarvot.



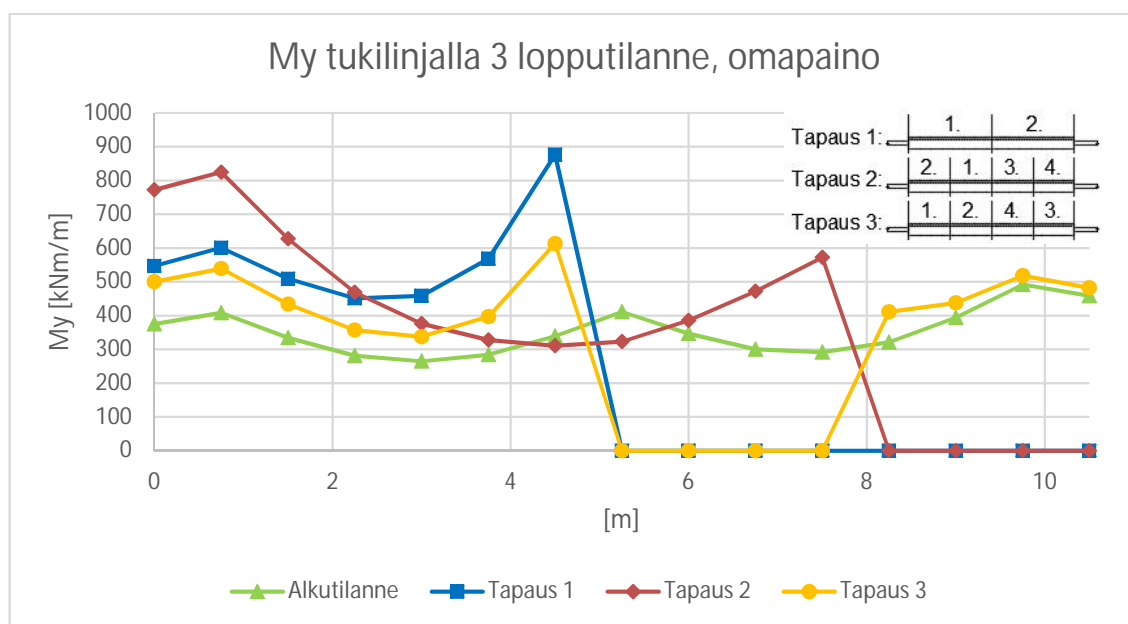
Kuva 61 Terästen jännitys korjauksen jälkeen keskikentässä eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino sekä liikennekuorman ominaisarvot.

Kuvista voidaan päätellä, että kentän jännitykset eivät ole niin kriittisiä korjaustyön aikana eikä sen jälkeen kuin tukilinjän jännitykset.

7. JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUS-TARPEET

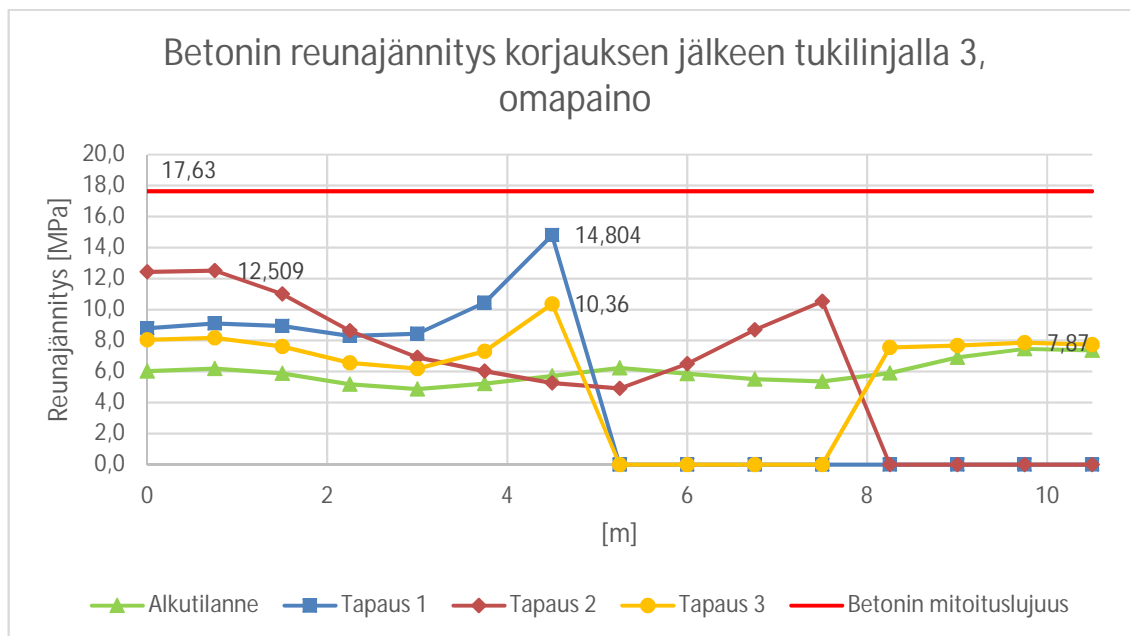
Tämän tutkimuksen tavoitteena oli saada lisätietoa nykyistä tarkempaan ja käytännöllisempään ohjeistukseen ilman erillisiä tutkimuksia tehtävästä paikallavaletun jatkuvan laattasillan kansilaatan pintabetonin tukemattomasta poistosta. Tärkein tavoite oli saada lisätietoa siitä, voidaanko pintabetonia poistaa kerralla koko sillan pituussuunnan matkalta ilman erillistä sillan tuentaa. Tässä työssä tarkasteltiin laskennallisesti kolmea mahdollista purkutapaa ja niiden vaikutusta jännitysten ja momenttien uudelleen jakautumiseen poikkileikkauksessa. Oletuksena oli, että sillan korjaustyö tehdään kahdessa osassa siten, että toinen puolisko sillasta on käytössä liikenteelle koko korjaustyön ajan.

Tutkimusten tulosten perusteella sillan tukematon korjaaminen vaikuttaa merkittävästi omien painojen aiheuttamiin momentti- ja jännitysjakauksiin sillan poikkileikkauksessa. Kuten alla olevasta kuvasta (Kuva 62) nähdään, aiheuttaa momenttien uudelleen jakautuminen tukialueilla tiettyihin osiin poikkileikkausta jopa yli 100 % nousua rasiituksiin. Purkamalla silta useammassa osassa ja tietyssä järjestyksessä voidaan rasiitusten nousua rajoittaa melko tehokkaasti, mutta silti se on merkittävää. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että jos omat painot vievät alkuperäisessä rakenteessa 42,3 % rakenteen kapasiteetista, niin muille kuormille jää 57,7 % kapasiteetista. Kuitenkin korjauksen jälkeen voidaan päätyä tilanteeseen jossa omat painot vievät 84,0 % kapasiteetista ja näin ollen muille kuormille jää vain 16 % kapasiteetista tietyssä kohdassa poikkileikkausta.

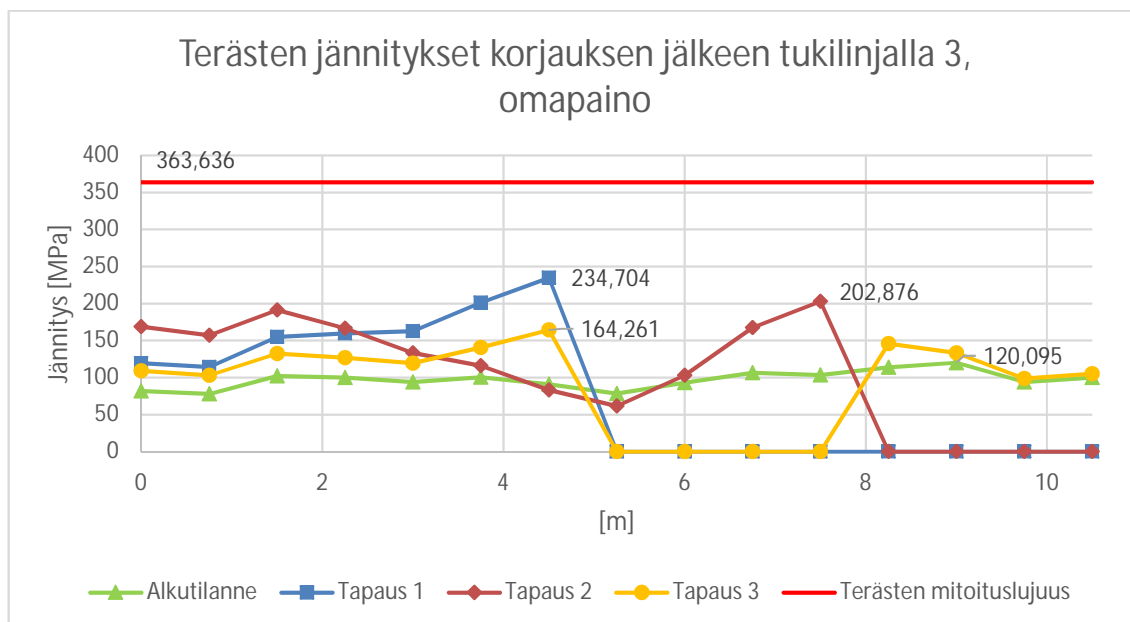


Kuva 62 Poikkileikkauksen korjauksen jälkeiset oman painon aiheuttamat momenttijakaumat eri korjaustapauksissa.

Korjauksen jälkeen suurimmat muutokset poikkileikkauksen rasituksissa syntyvät korjauskaistan viereen ehjään rakenteeseen. Tarkasteltaessa betonin reunajännitystä ja terästen jännitystä, saadaan alla olevien kuvien (Kuva 63 ja Kuva 64) mukaiset tulokset. Kuvista nähdään kunkin tapauksen maksimijännitys ja sen sijainti poikkileikkauksessa.



Kuva 63 Betonin reunajännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino.



Kuva 64 Terästen jännitys korjauksen jälkeen tukilinjalla 3 eri tapauksissa, kun kuormana on omapaino.

Alla olevaan taulukkoon (Taulukko 8) on koottu poikkileikkauksen eniten rasitettujen kohtien käyttöasteet tapauksittain.

Taulukko 8 Poikkileikkauksen suurimmat käyttöasteet omasta painosta korjaustyön jälkeen.

	Betonin käyttöaste [%]	Terästen käyttöaste [%]
Alkutilanne	42.3	33.0
Tapaus 1	84.0	64.5
Tapaus 2	71.0	55.8
Tapaus 3	58.8	45.2

Yllä olevista kuvista nähdään, että momenttia kertyy voimakkaasti purkualueen reunaan. Osittain tämä johtuu LUSAS-laskennassa käytetystä arinamallista, jossa kaikki momentit kertyvät arinasauvojen solmupisteisiin. Todellisessa rakenteessa kertyminen ei todennäköisesti ole aivan yhtä voimakasta eikä pistemäistä, vaan se jakaantuu tasaisemmin suuremmalle osalle rakennetta.

Ajan kuluessa tukimomentti palautuu osittain viruman johdosta, kuten esimerkiksi Olli-Pekka Tynkkysen diplomityössä Sillan vaurioiden ja korjaamisen vaikutus kantavuuteen (2009), on esitetty [22]. Näin ollen tukimomenttia voidaan ajatella myös siirtyvän ajan kuluessa myös niille osille rakennetta, jotka heti korjaustyön jälkeen ovat jännityksettömässä tilassa. Palautuminen on kuitenkin verrattain pientä ja tapahtuu vasta pitkän ajan kuluessa.

Myös kentässä korjaustyö aiheuttaa jännitysten uudelleen jakautumista. Ilmiö ei kuitenkaan ole aivan niin kriittinen kuin tukialueilla, koska betonia puretaan puristuspuolelta, eikä rakenne mene korjauksen aikana kokonaan jännityksettömään tilaan. Tällöin korjaustyön jälkeen osa omista painoista kuormittaa vanhaa rakennetta ja osa korjauksen yhteydessä muodostunutta liittorakennetta. Jakautuminen on esitetty kohdissa 6.1.2 ja 6.2.2. Tässä tapauksessa jännitysten tarkkaan laskentaan betoni-betoni-liittorakenteessa ei tämän tutkimuksen puitteissa pystytty, mutta saatujen tulosten perusteella voidaan päätellä tukialueiden olevan kriittisempi kohta rakennetta.

7.1 Yhteenveto

Tämän tutkimuksen tulosten perusteella massiivisen laattasillan kansilaatan yläpinnan betonipeitettä ei ole turvallista poistaa koko sillan pituussuuntaiselta kaistalta kerralla ilman rakenteen tuentaa. Betonipeitteen poistaminen vapauttaa tukialueella yläpinnan terästen jännitykset, jolloin jatkuva silta menettää jäykkyytensä tukialueella lähes kokonaan ja sen voidaan ajatella toimivan tällöin kuten se koostuisi monesta peräkkäisestä yksiaukoisesta rakenteesta. Tämä aiheuttaa sen, että tukimomentti jakautuu uudelleen ehjille osille rakennetta. Näin ollen viimeiseksi korjattu kaista on korjauksen jälkeen tukilinjoilla jännityksettömässä tilassa, kun kuormituksena on pelkät rakenteiden omat painot.

Purkukaistojen laajuutta pienentämällä sekä purkujärjestyksen oikealla valinnalla voidaan omien painojen aiheuttamien jännitysten uudelleen jakautumista rajoittaa melko tehokkaasti. Tulosten perusteella korjaus on tehokkainta suorittaa siten, että rakenteen reuna-alueet korjataan ennen keskialueita. Kuitenkin kaikissa tässä tutkimuksessa tarkastelluissa tapauksissa jännitysten kasvu poikkileikkauksessa oli merkittävää. Jos taas purkukaistojen leveyttä pienennetään entisestään, tarkoittaa se sitä, että työvaiheita tulee lisää ja korjaustyö kestää sitä kauemmin mitä enemmän purkukaistoja on, kun oletetaan, että korjataan vain yhtä kaistaa kerrallaan ja ennen seuraavaan kaistaan siirtymistä täytyy edellisen kaistan uuden betonin olla kovettunutta.

Jos ulokelaatat ja reunapalkit joudutaan uusimaan kokonaan, tällöin betonipeitteen uusiminen kannattaa tehdä silloin kun ulokelaatta ja reunapalkki ovat purettuina. Näin niiden paino ei kuormita korjauksen alla olevaa massiivilaatan osaa.

7.2 Jatkotutkimustarpeet

Tutkimuksessa tutkittiin vain yhtä betonipeitteen uusimiseen liittyvää ilmiötä. Tämän lisäksi tulisi tutkia sen vaikutuksia muihin korjauslaajuutta rajoittaviin ilmiöihin kuten taipumaan sekä leikkaus- ja lävistyskestävyyteen. Myös kohdassa 4 esitettyjen asioiden vaikutusta tulisi tutkia.

Hyödyllistä olisi myös kehittää sellainen työkalu, millä voisi laskea haljenneen betoni-betoni-liittorakenteen jännitykset rakenteen yläpinnassa, liitoskohdassa sekä teräksissä. Tämän työn kohdassa 3.5.2 on esitetty idea, minkä pohjalta työkalua voi mahdollisesti lähteä kehittämään. Työkalu voisi olla esimerkiksi sellainen, että jännitykset eri kohdissa liittorakennetta saisi selville tietämällä rakenteen poikkileikkaussuureet, sekä kuinka suuri momentti rasittaa ensin valettua rakennetta ja kuinka suuri momentti lopullista rakennetta.

Olisi hyvä tutkia sitä, että saavutetaanko korjauksessa suurempi hyöty, jos betonipeitteen uusimisen lisäksi laattaa vahvistettaisiin lisäämällä kannen yläpintaan uutta raudoitettua betonia. Tällöin omat painot kasvaisivat, mutta toisaalta myös laatan rakennekorkeus ja jäykkyys kasvaisivat.

Vaikka purkukaistojen leveyden pienentäminen ja niiden määrän lisääntyminen tarkoittavat korjaustyön keston pitenemistä, olisi silti mielenkiintoista tutkia miten se vaikuttaisi korjauksen jälkeiseen tilanteeseen. Tähän voisi sisällyttää myös mahdollisuuden useampaan samanaikaiseen korjauskaistaan.

Myös tämän työn ulkopuolelle jäänyt laatan poikittaisten momenttien uudelleen jakautuminen sekä teräksen tartunnan kehitys betonipeitettä pienennettäessä olisivat tutkimisen arvoisia asioita.

LÄHTEET

- [1] Betonipinnan poistamisohjeita siltojen korjauksissa, 30.9.2005, Tiehallinto, saatavilla http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/purkuohje_30092005.pdf
- [2] TTY Betonisillat, Siltojen peruskorjaus -caset, luentokalvot, 10.11.2015, Simo Nykänen.
- [3] TTY Betonisillat, Ylläpito ja korjaus, luentokalvot, 15.09.2015, Markku Äijälä.
- [4] VTT Tutkimusselostus nro RTE758/05, 4.3.2005, Rappeutumisen vaikutukset betonisillan kantokykyyn.
- [5] Betonin alkalikiviainesreaktiosta kärsivän uima-altaan korjaus – case Tampereen uintikeskus, 2014, Jukka Lahdensivu & Jussi Aromaa, saatavilla http://betoni.com/wp-content/uploads/2015/09/BET1402_46-52.pdf, viitattu 8.11.2016
- [6] Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje, Betonisiltojen levennysten ja suurempien valukorjausten mitoitus- ja suunnitteluohje, 22.12.2011, Liikenneviraston ohjeita.
- [7] SFS-EN 1992-1-1, 19.1.2015, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [8] Betonitekniikan luentomoniste, Tampere 2013, Pertti Iso-Mustajärvi.
- [9] BY 211, 2013, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja- osa 1, Suomen betoniyhdistys.
- [10] Suokannan rautatiesilta – Vanhan teräspalkki-betonisen laattasillan koekuormitus, 40-2013, Joonas Tulonen, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä.
- [11] Composite structure of steel and concrete: Beams slabs, columns, and frames for buildings, 2004, Johnson, R. P., 3rd ed. Cambridge, Blackwell Publishing.
- [12] Finnsementti, Tietoa betonista, Lämmönkehitysominaisuude, saatavilla <http://www.finnsementti.fi/tietoa-betonista/tietoa-betonista-suunnittelijalle/lammonkehitysominaisuudet>, viitattu 13.10.2016.
- [13] Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2, 16.9.2014, Liikenneviraston ohjeita.
- [14] BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 2008, Matti V. Leskelä, Suomen betoniyhdistys.

- [15] Betonin kutistuma, 2001, Leivo Markku, Holt Erika, Valtion teknillinen tutkimuslaitos VTT.
- [16] BY 50, 2004, Betoninormit 2004, Suomen betoniyhdistys.
- [17] Silko 1.201, 11.2007, Betonirakenteet, Betoni sillankorjausmateriaalina, Yleiset laatuvaatimukset, Tiehallinto, Siltatekniikka.
- [18] Lujuusopin perusteet, 2007, Hannu Outinen, Tapio Salmi, Pertti Vulli.
- [19] Grillage Method of Superstructure Analysis, Dr. Shahnzad Rahman, saatavilla <http://slideplayer.com/slide/8434774/>, viitattu 24.10.2016.
- [20] Siltojen kantavuusaskentaohje, 36-2015, Liikenneviraston ohjeita.
- [21] Application Examples Manual (Bridge, Civil & Structural), LUSAS Version 15.1: Issue 1.
- [22] Sillan vaurioiden ja korjaamisen vaikutus kantavuuteen, 2009, Olli-Pekka Tynkynen

LIITE A: SILTOJEN KUORMAT, 1982, OHJEEN MUKAISET LIIKENNEKUORMAT

3. MUUTTUVAT KUORMAT

3.1 Ajoneuvoliikenteen sillan liikennekuorma

3.11 Pystysuorat kuormat

3.111 Ajorata ja piennar

Ajoneuvokuorma sysäyksistä aiheutuva lisäys mukaanluettuna määritetään käyttäen kuormakaavioita 1, 2 ja 3. Rakenteen jokainen osa mitoitetaan sille kaaviolle, joka antaa määrävän vaikutuksen.

Kuormakaavioiden 1 ja 2 oletetaan kuormittavan sillan pituussuuntaista pintaa, kuormakaistaa, jonka leveys on 3,0 m. Kuormakaistojen lukumäärä ja sijoitus sillan poikkisuunnassa valitaan siten, että saavutetaan määrävä vaikutus.

Kuormakaistojen lukumäärä on enintään sama kuin tiesuunnitelmassa tielle edellytettyjen ajokaistojen lukumäärä.

Erityistapauksissa (esim. ajorampit tienristeyksien läheisyydessä, leveät yksiajokaistasten teiden sillat jne.) määritetään kuormakaistojen lukumäärä erikseen.

Erityisen raskaiden ajoneuvojen aiheuttama kuorma määritetään käyttämällä lisäksi kuormakaaviota, raskas erikoiskuorma, jonka ei oleteta esiintyvän samanaikaisesti kuormakaavioiden 1, 2 tai 3 kanssa.

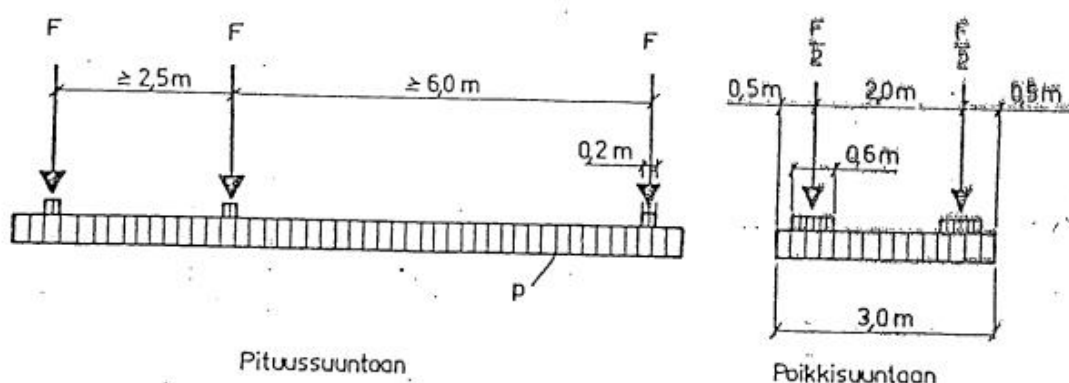
Kuormakaavio 1

Kuormakaavio 1 käsittää tasaaisesti kuormakaistan leveydelle jakautuneen kuorman p ja kolmen akselin F muodostaman akseliryhmän, jonka akselivälit ovat $\geq 2,5$ m ja $\geq 6,0$ m.

Akselikuorman F ja nauhakuorman p suuruus kuormaluokissa I ja II on seuraava:

Kuormaluokka	I	II
Akselikuorma F (kN)	210	160
Nauhakuorma p (kN/m)	9	6

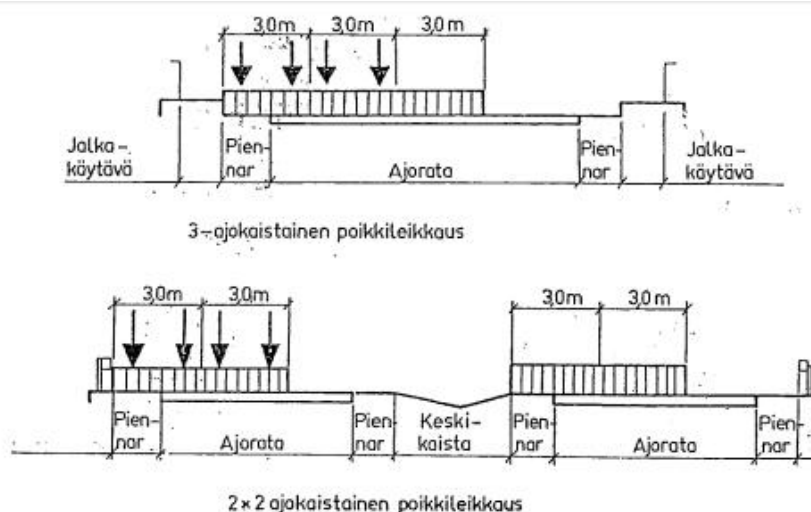
Akselikuormat muodostuvat kahdesta pyöräkuormasta, joiden keskiöväli on 2,0 m. Pyöräkuorman suorakaiteen muotoisen kosketuspinnan suuruus on 0,2 m ajosuunnassa ja 0,6 m kohtisuoraan tätä vastaan. Pyöräkuormat sijaitsevat keskeisesti kuormakaistassa (kuva 1).



Kuva 1. Kuormakaavio 1.

Akseliryhmällä kuormitetaan enintään kaksi kuormakaistaa. Kullekin kuormakaistalle sijoitetaan vain yksi kolmen akselin kuormaryhmä.

Kuormakaistat sijoitetaan määrävään asemaan sillan poikkisuunnassa koko ajoradan leveydelle (mukaanluettuina pientareet ja muut pinnat ajoradan tasossa). Ne osat tästä alueesta, jotka jäävät kuormakaistojen ulkopuolelle, jätetään kuormittamatta. Esimerkkejä kuormakaistojen sijoituksesta esitetään kuvassa 2. Kuormakaavio sijoitetaan sillan pituussuunnassa siten, että saadaan epäedullisin kuormavaikutus.



Kuva 2. Esimerkki kuormakaistojen sijoituksesta

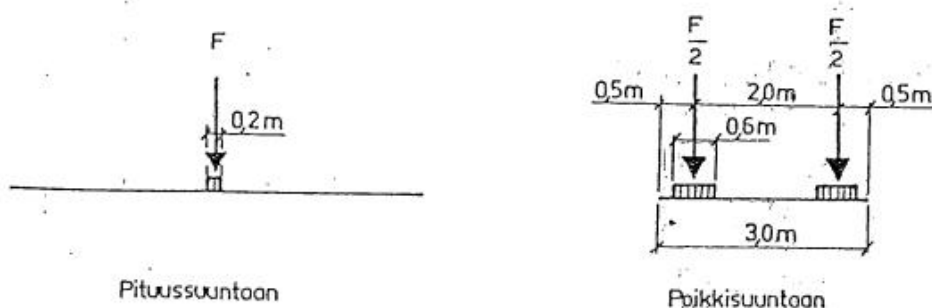
Kuormakaavio 2

Kuormakaavio 2 käsittää yhden akselikuorman F , jonka muodostaa kaksi pyöräkuormaa, joiden keskiöväli on 2,0 m.

Akselikuorman F suuruus kuormaluokissa I ja II on seuraava:

Kuormaluokka	I	II
Akselikuorma F (kN)	260	200

Pyöräkuorman suorakaiteen muotoisen kosketuspinnan suuruus on 0,2 m ajosuunnassa ja 0,6 m kohtisuoraan tätä vastaan. Pyöräkuormat sijaitsevat keskeisesti kuormakaistassa (kuva 3).



Kuva 3. Kuormakaavio 2.

Akselikuormalla kuormitetaan enintään kaksi kuormakaistaa.

Akselikuorma sijoitetaan sillan pituus- ja poikkisuunnassa siten, että saadaan epäedullisin kuormavaikutus.

Kuormakaavio 3

Kuormakaavio 3 muodostuu yhdestä pyöräkuormasta, jonka suuruus ja kosketuspinnan ala on sama kuin pyöräkuormella kuormakaavio 2:ssa. Pyöräkuorma sijoitetaan mielivaltaisesti sillan poikkisuunnassa. Kosketuspinnan pienin keskiöetäisyys kaiteeseen tai muuhun esteeseen on 0,5 m.

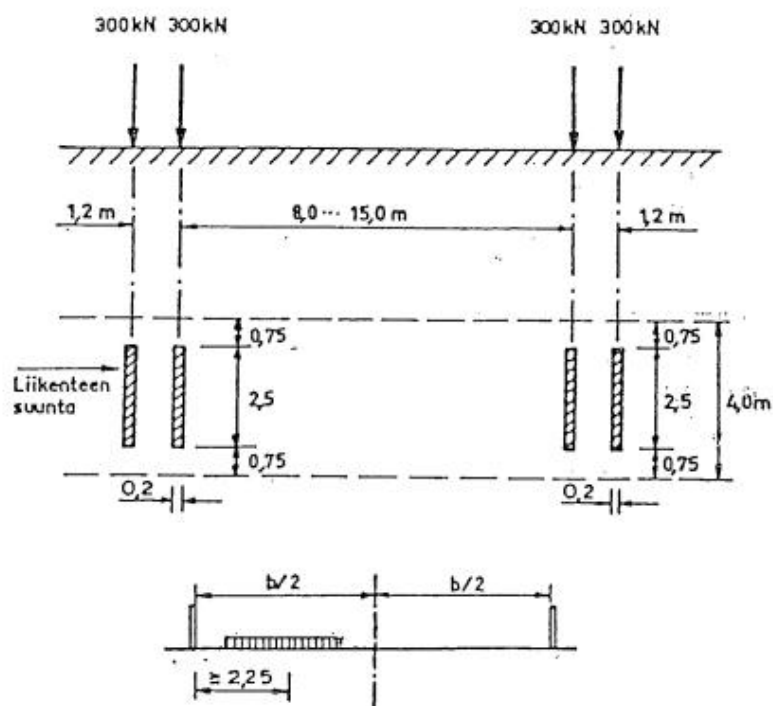
Raskas erikoiskuorma

Raskas erikoiskuorma on kuvissa 4 (kuormaluokka I) ja 5 (kuormaluokka II) esitetyn kaavion mukainen ajoneuvo, jonka kokonaisleveys on 4 m ja jonka akselistot muodostuvat kahdesta akselistasta (teli).

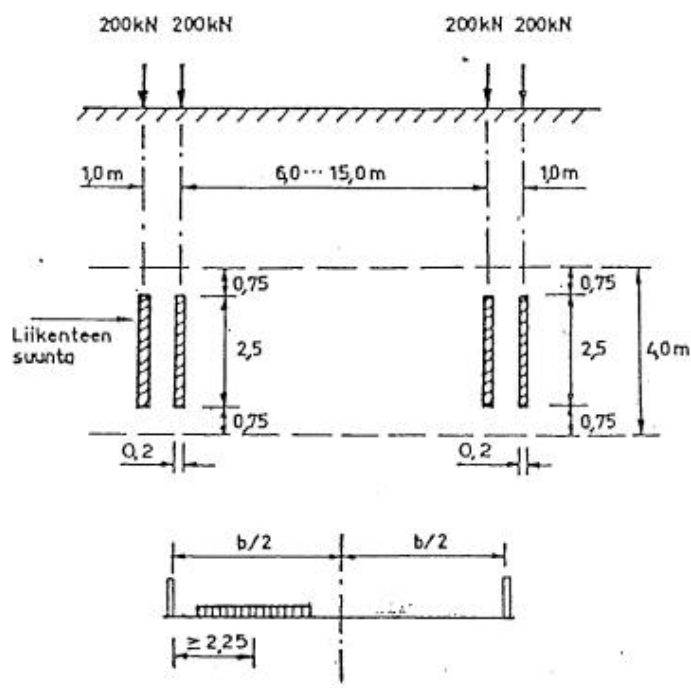
Ajoneuvon otaksutaan kulkevan siten, että sen keskilinjan etäisyys ajoradan reunasta (sillan kaiteesta) on $\geq 2,25$ m.

Sysäyksistä ja tärinästä johtuva pystysuora lisäkuorma otetaan huomioon raskaan erikoiskuorman lisäyksenä seuraavasti:

- a) rakennetta välittömästi tai enintään 0,5 m paksun täytekerroksen välityksellä kuormitettaessa on sysäysliikkeen suuruus 40 %.
- b) rakennetta 0,5...3,0 m paksun täytekerroksen välityksellä kuormitettaessa on sysäysliikkeen suuruus 40...0 % suoraviivaisesti interpoloiden
- c) puusilloissa sysäysliikettä on aina 20 %
- d) pääkannattajan uloketta kuormittavan kaavion yhdessä akselissa 100 % ja muissa 40 %.



Kuva 4. Raskas erikoiskuorma 1 kuormaluokassa I (ilman sysäyslisiä)



Kuva 5. Raskas erikoiskuorma 2 kuormaluokassa II (ilman sysäyslisiä)

3.112 Jalkakäytävä ja pyörätie

Jalkakäytävä ja pyörätie, jotka on erotettu ajoradasta korkealla tai tiekaiteella. kuormitetaan $q = 4 \text{ kN/m}^2$ suuruisella tasaisella pintakuormalla.

Ko. alueet kuormitetaan vaihtoehtoisesti kohdan 3.111 kuormakaavio 2:lla tai kuormakaavio 3:lla, jotka oletetaan tällöin onnettomuuskuormiksi.

Mikäli jalkakäytävä tai pyörätie on erotettu ajoradasta siten, etteivät ajoneuvot ajoradalta voi joutua niille, mitoitetaan jalkakäytävä ja pyörätie edellä mainitun pintakuorman q lisäksi kohdan 3.21 kuormakaavio 2 mukaiselle kevyen liikenteen sillan kuormalle.

Kun pystysuora liikennekuorma vaikuttaa ajoradalla samanaikaisesti kuin pintakuorma q jalkakäytävällä tai pyörätiellä, otetaan pintakuorma huomioon arvolla 2 kN/m^2 .

3.113 Keskikaista ja vastaavat alueet

Keskikaista ja muu sillan pinta, jota ei voida pitää ajoradana, pientareena, jalkakäytävänä tai pyörätienä kuormitetaan kuten jalkakäytävä, elleivät erityiset olosuhteet anna aiheutta toisenlaiseen kuormaan.

3.114 Pystysuora liikennekuorma tiepenkereellä

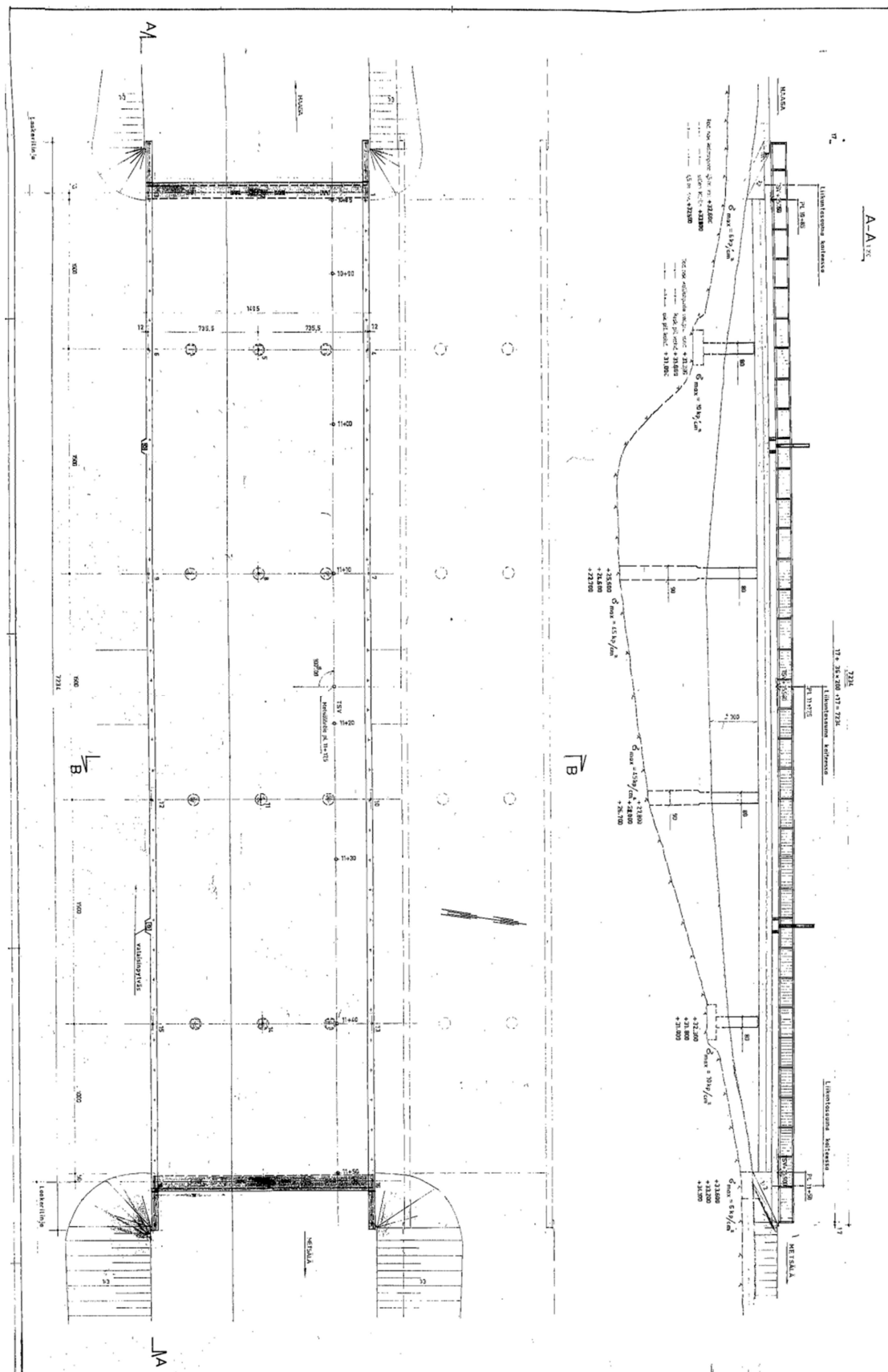
Pystysuora liikennekuorma, joka vaikuttaa rakenteen takana tiepenkereellä, voidaan ottaa huomioon tasaisena pintakuormana q .

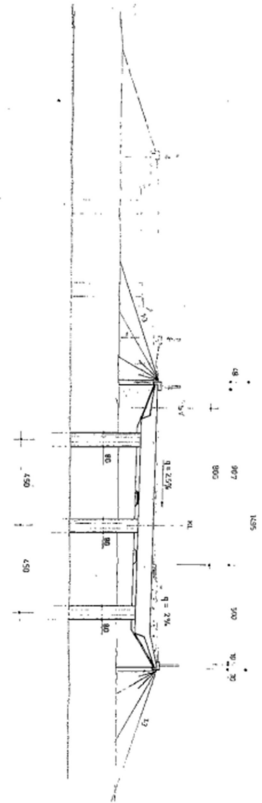
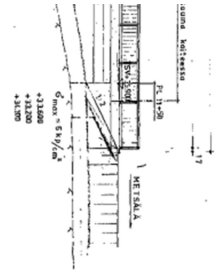
Kuormaluokkien I ja II tasainen pintakuorma q on seuraava:

Kuormaluokka	I	II
Pintakuorma $q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	20	15

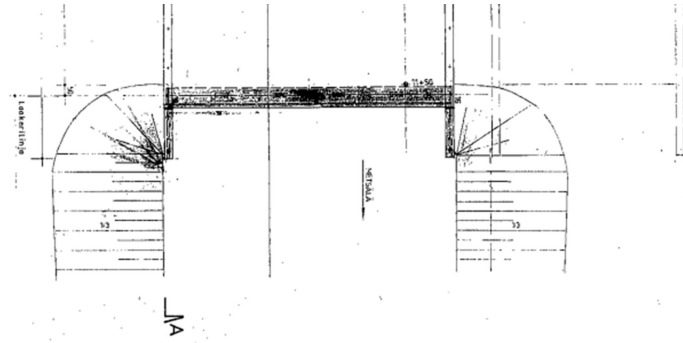
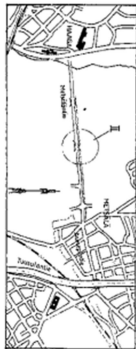
Paikalliset vaikutukset pyöräkuorman läheisyydessä selvitetään erikseen.

LIITE B: HAAGA-METSÄLÄ SILTA NRO 2, ALKUPERÄISET PIIRUSTUKSET



B-B
1150

N ^o	NIMI
1	VÄESTÖTILASTUS
2	PÄÄLYSMAKKEINEN TYYTÄMÄSUUTUS
3	ROHKEUSKÄÄNNÖS KÄÄNNÖSKIRJASTOON
4	PÄÄLYSMAKKEINEN RAKENNUSMAKKEINEN
5	— — — — —
6	MAKKEINEN PÄÄLYSMAKKEINEN
7	— — — — —
8	— — — — —
9	— — — — —
10	— — — — —
11	— — — — —
12	— — — — —



RECEIVED
 30.6.1974
 16974

Jm	10,50+15,00+15,00+10,50
Hl	14,25
Kuomitus	RKM/I tai EK I
	<i>polyoxytetra</i> 0,4 t/m ²
	$\gamma=1,4$

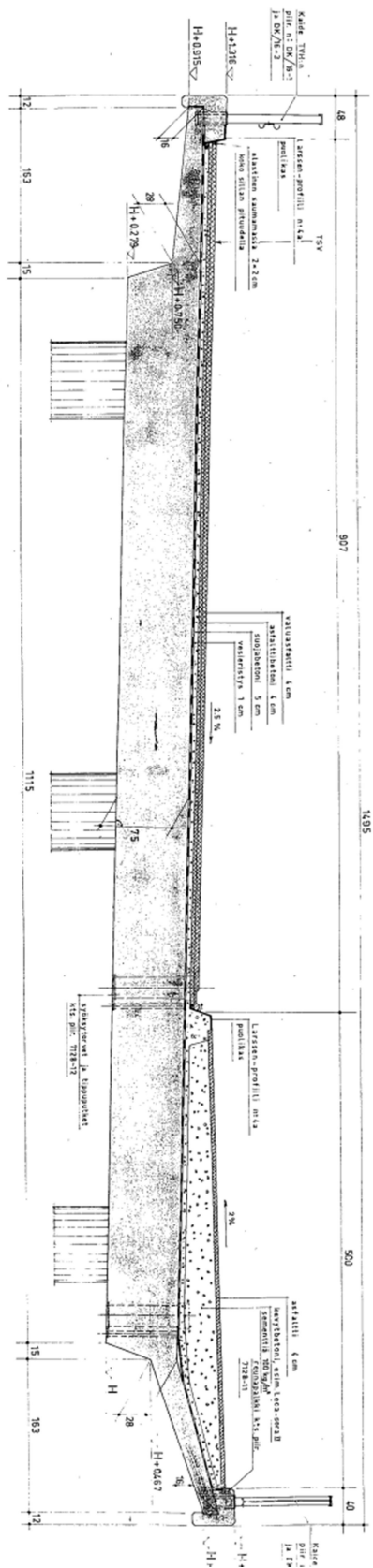
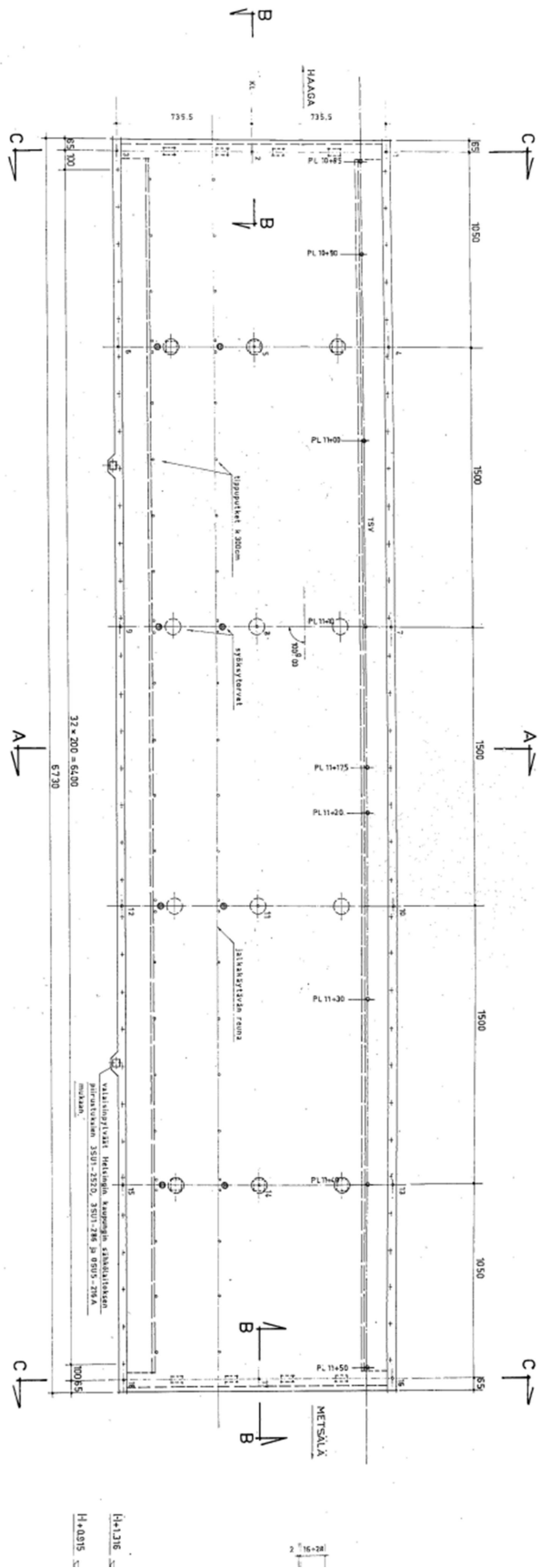
HEINONEN KAUPUNKI
METSÄLÄNTE
HAAGA-METSÄLÄ SILTA II PL 11-175
VÄSÄPÖRSTIS

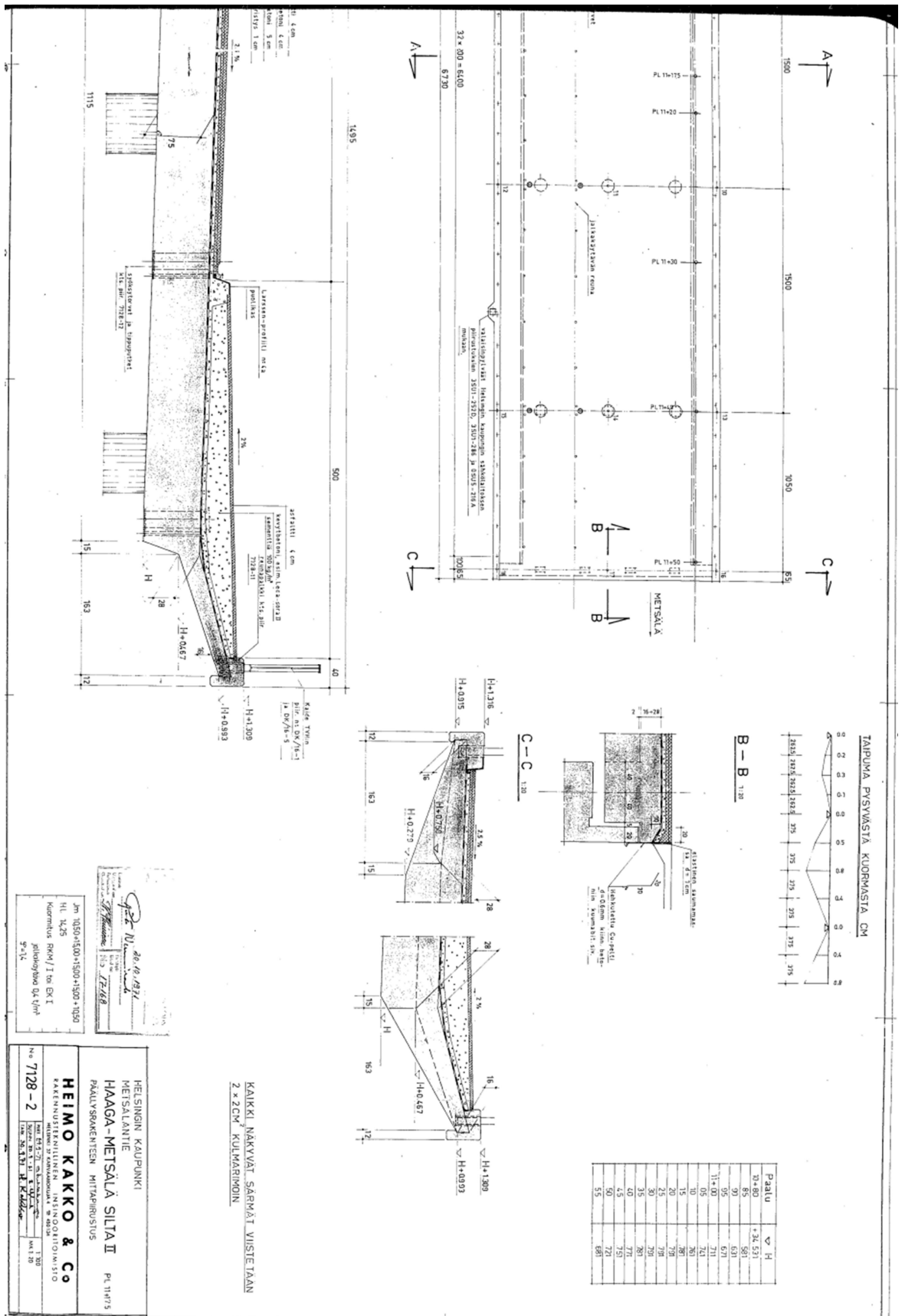
HEIMO KAKKO & Co
EKÄNNYSSÄKKEILIJÄN INSINÖÖRIOIMISTO
PÄÄKONTORI: KÄRKÄNVAARA 4, 00100 HELSINKI

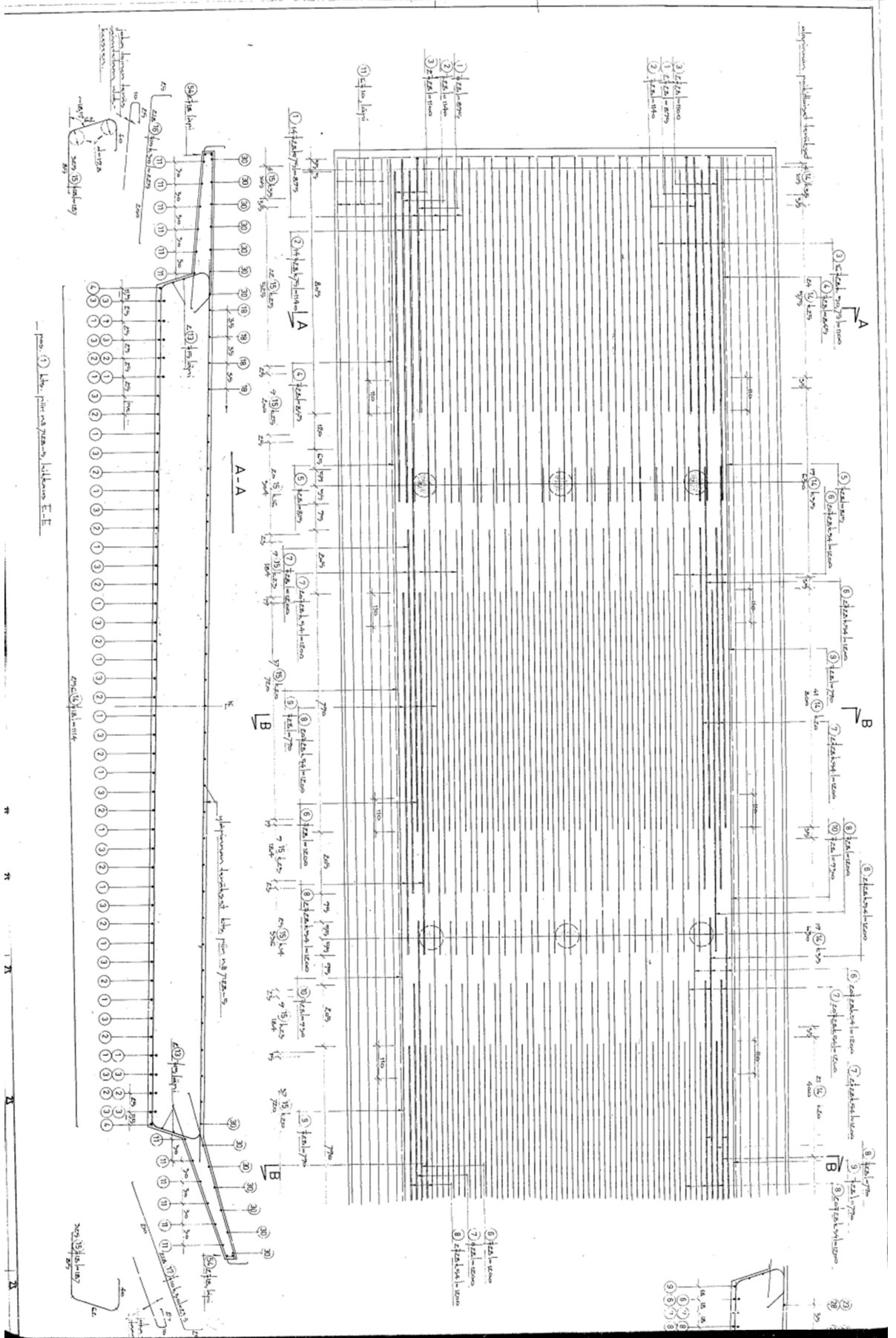
NO 7128-1

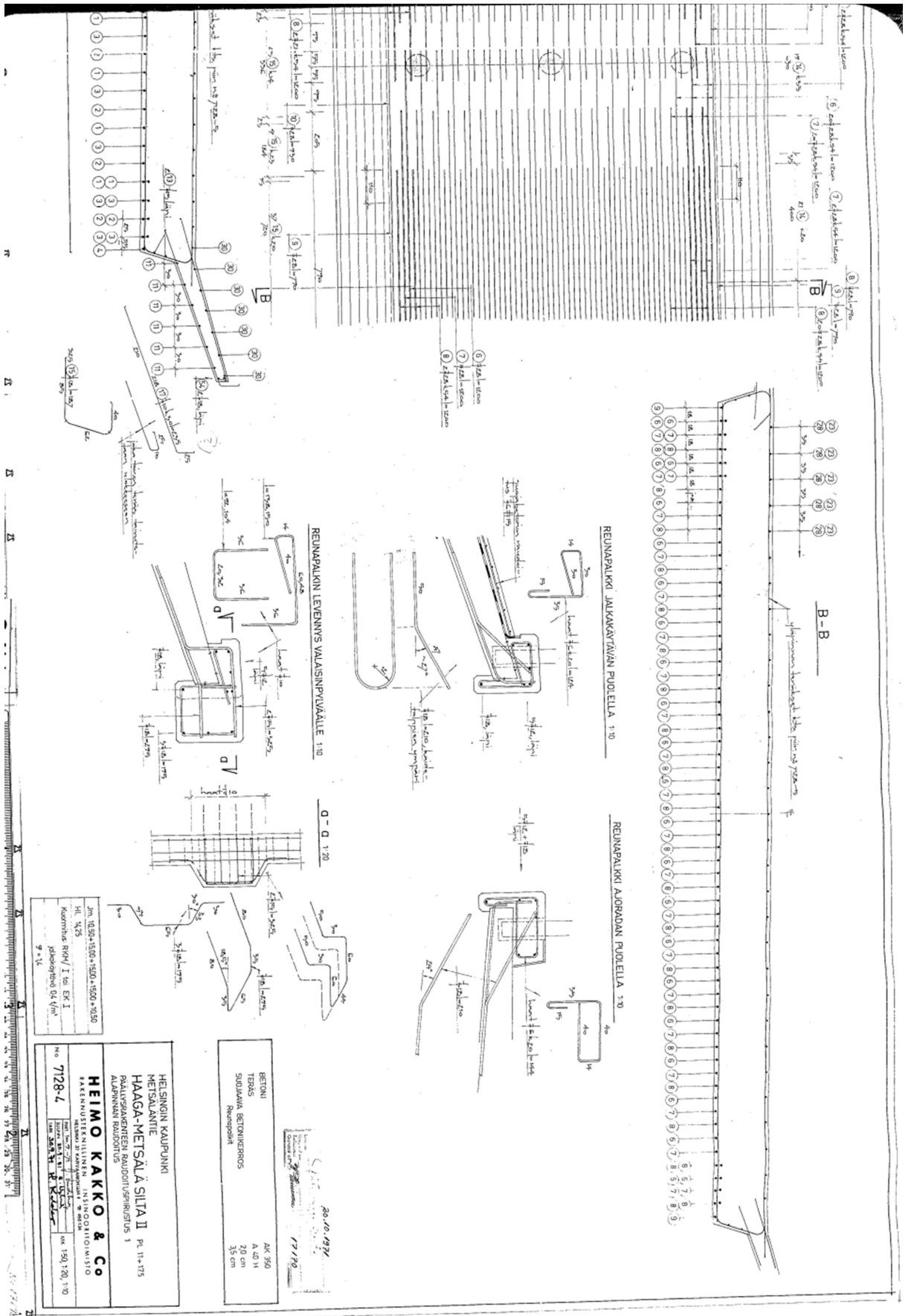
1986	12	12	1986	12	12
1986	12	12	1986	12	12

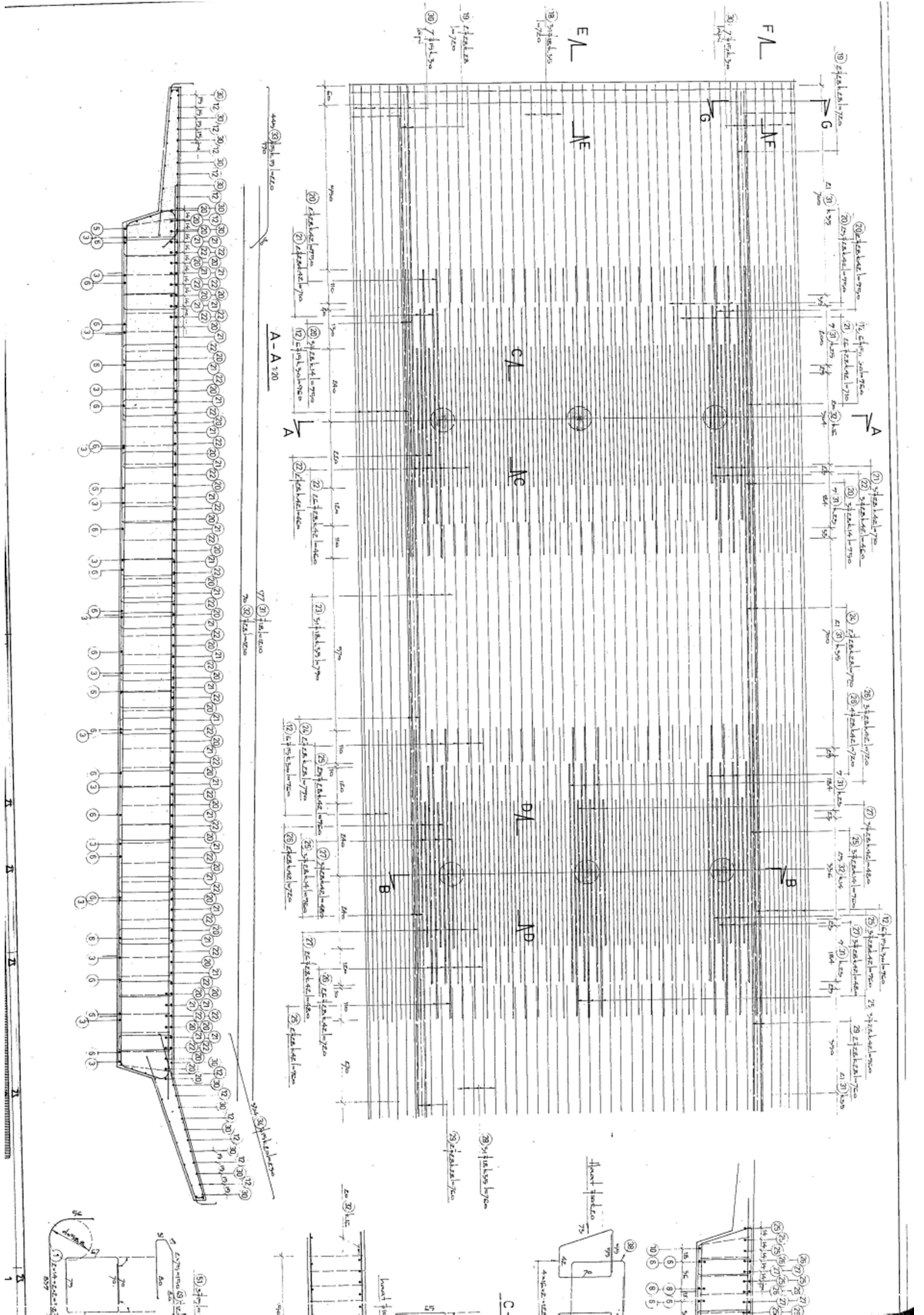
1000

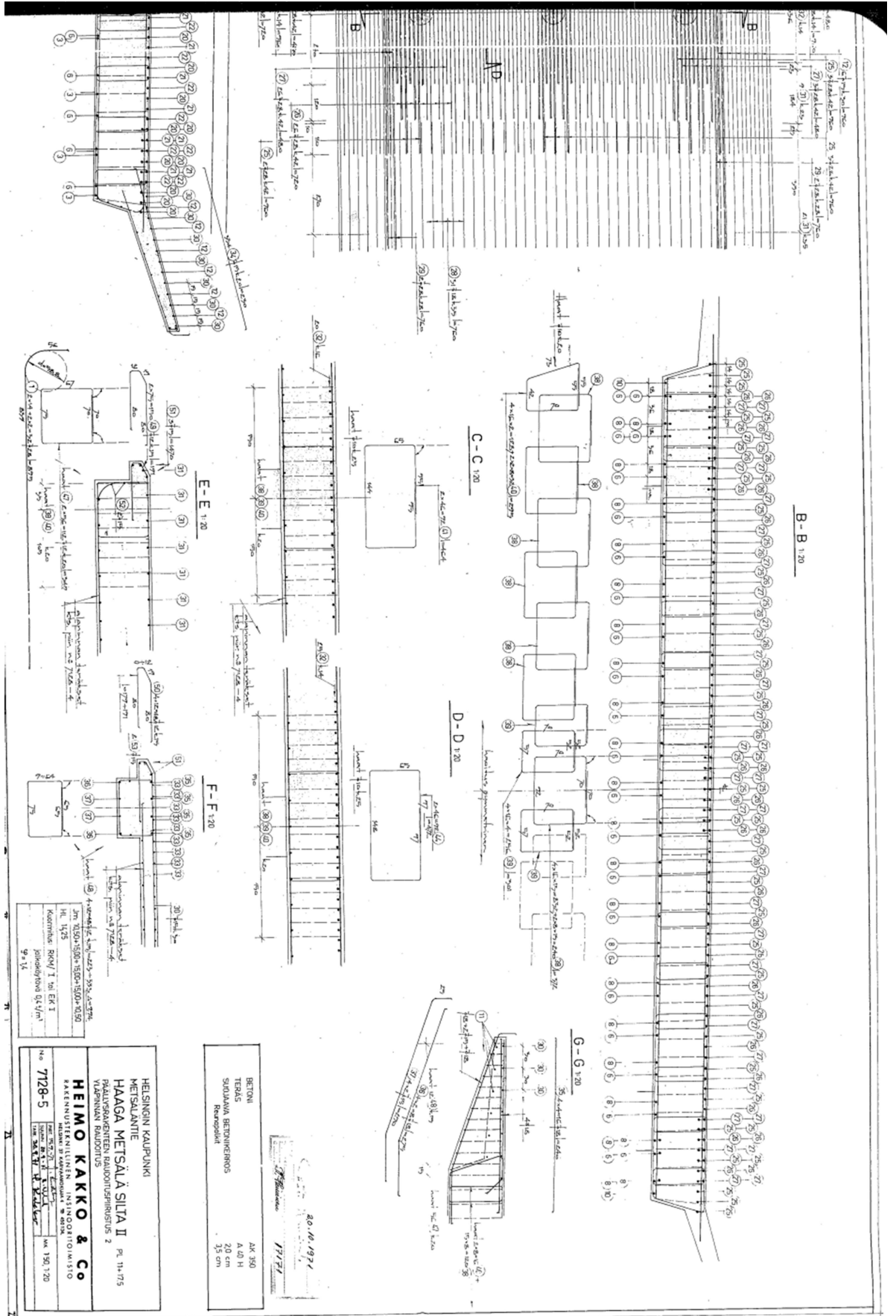












1212